

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE A CICLO UNICO IN
INGEGNERIA EDILE - ARCHITETTURA**

Tesi di Laurea

**INDAGINI CONOSCITIVE E ANALISI DI VULNERABILITÀ
SISMICA DEL COMPLESSO CAVALLI: EX CASA FONTANA E
ALA SUD-EST DEL MUSEO DI GEOLOGIA E PALEONTOLOGIA**

Relatore:

Prof.ssa Ing. VALLUZZI MARIA ROSA

Correlatori:

Ing. FAVA MICHELE

Dott. Ing. MUNARI MARCO

Prof. Arch. ZAGGIA STEFANO

Laureando:

BONVENTO NICO

ANNO ACCADEMICO 2013/2014

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE A CICLO UNICO IN
INGEGNERIA EDILE - ARCHITETTURA**

Tesi di Laurea

**INDAGINI CONOSCITIVE E ANALISI DI VULNERABILITÀ
SISMICA DEL COMPLESSO CAVALLI: EX CASA FONTANA E
ALA SUD-EST DEL MUSEO DI GEOLOGIA E PALEONTOLOGIA**

Relatore:

Prof.ssa Ing. VALLUZZI MARIA ROSA

Correlatori:

Ing. FAVA MICHELE

Dott. Ing. MUNARI MARCO

Prof. Arch. ZAGGIA STEFANO

Laureando:

BONVENTO NICO

ANNO ACCADEMICO 2013/2014

*Ai miei genitori e a chi mi ha
sempre sostenuto in questi anni*

Abbreviazioni

Fonti archivistiche

AAC: Atti Amministrativi per Categorie

AGCPd: Archivio Generale del Comune di Padova

AGUPd: Archivio Generale dell'Università di Padova

Normative

CTR: Carta Tecnica Regionale

NTC2008: Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni

OPCM: Ordinanza del Presidente del consiglio dei ministri

PATI: Piano di Assetto del Territorio Intercomunale della città di Padova (2008)

PRG: Piano Regolatore Generale (1992)

Indice

Indice.....	I
Introduzione.....	1
Analisi Storico - Critica	
1. Analisi Storico – Critica.....	5
1.1. Inquadramento.....	7
<i>Inquadramento geografico.....</i>	7
<i>Inquadramento cartografico.....</i>	8
<i>Storia sismica.....</i>	9
1.2. Storia del complesso.....	11
<i>Evoluzione storica.....</i>	11
<i>L'architettura e gli affreschi.....</i>	14
<i>La sede dell'Università.....</i>	18
<i>Gli interventi del Novecento.....</i>	23
<i>Il museo.....</i>	29
Appendice: Schedatura del materiale storico.....	35
Bibliografia a stampa.....	37
<i>Monografia.....</i>	37
<i>Articolo in rivista.....</i>	43
Materiale Fotografico.....	45
Materiale Iconografico.....	69
Indagini conoscitive	
2. Documentazione fotografica.....	175
2.1. Rilievo fotografico.....	177
3. Rilievo geometrico.....	189
3.1. Rilievo geometrico.....	191
<i>Unità strutturali.....</i>	201
<i>Destinazioni d'uso.....</i>	202
4. Diagnosi sul campo.....	205
4.1. Pianificazione del piano d'indagine.....	207
<i>Prove non distruttive.....</i>	207
<i>Prove soniche.....</i>	207

<i>Endoscopie</i>	209
<i>Termografie</i>	210
<i>Indagini sclerometriche</i>	210
<i>Indagini magnetometriche</i>	211
<i>Prove debolmente distruttive</i>	212
<i>Martinetti piatti doppi</i>	212
<i>Monitoraggio</i>	213
4.2. Prove soniche in trasparenza.....	214
<i>Prova S1</i>	215
<i>Prova S2</i>	217
<i>Prova S3</i>	219
<i>Prova S4</i>	221
4.3. Prove sclerometriche.....	223
4.4. Prove magnetometriche.....	225
4.5. Monitoraggio.....	225
4.6. Osservazioni finali.....	226
5. Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni	229
5.1. Rilievo strutturale.....	231
<i>Particolari costruttivi</i>	237
<i>Valutazione della qualità muraria</i>	240
5.2. Rilievo critico.....	241
<i>Vulnerabilità</i>	242
<i>Stato dei danni, dei dissesti e dei degradi</i>	245
5.3. Valutazione dell’impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali.....	249
Analisi di vulnerabilità sismica	
6. Valutazione della sicurezza sismica	255
6.1. Normativa di riferimento.....	257
<i>Sicurezza e prestazioni attese</i>	257
<i>Vita nominale, classe d’uso, periodo di riferimento per l’azione sismica</i>	257
6.2. Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	258
6.3. Analisi dei carichi e delle azioni.....	259
<i>Carichi permanenti strutturali e non strutturali</i>	259
<i>Carichi variabili</i>	263

<i>Azione della neve</i>	264
<i>Azione sismica</i>	265
6.4. Combinazione delle azioni.....	268
6.5. Metodi di analisi.....	269
6.5.1. Procedura automatica per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in muratura: Vulnus.....	269
<i>Caratteristiche del programma</i>	269
<i>Applicazione della metodologia Vulnus all'aggregato oggetto di studio..</i>	270
<i>Dati dell'azione sismica</i>	271
<i>Individuazione unità strutturali</i>	271
<i>Analisi statistica</i>	283
<i>Vulnerabilità dei singoli edifici</i>	285
<i>Vulnerabilità di gruppo</i>	286
<i>Frequenze attese di danno</i>	286
<i>Attribuzione delle classi di vulnerabilità macrosismica agli edifici analizzati</i>	287
<i>Confronto tra curve di vulnerabilità ricavate mediante Vulnus e curve ricavate tramite scala macrosismica EMS 98</i>	288
6.5.2. Schema di calcolo dei meccanismi di collasso: Analisi cinematica locale per edifici esistenti in muratura.....	289
<i>Meccanismo I: Meccanismo di ribaltamento fuori piano di una parete monolitica semplicemente appoggiata al muro ortogonale</i>	290
<i>Meccanismo II: Ribaltamento fuori dal piano di una parete trattenuta da un cordolo</i>	293
<i>Risultati delle analisi</i>	296
6.5.3. Verifica di una parete soggetta a sforzo normale e momento flettente.....	296
<i>Risultati delle analisi</i>	298
<i>Riassunto dei risultati ottenuti per i corpi A e B₁</i>	298
6.5.4. Procedura automatica per il calcolo del coefficiente sismico e verifica di pareti in muratura: c-Sisma.....	299
<i>Caratteristiche del programma</i>	299
<i>Ribaltamento fuori piano di strisce verticali</i>	300
<i>Risultati delle analisi</i>	305
<i>Riassunto dei risultati ottenuti per i corpi A e B₁</i>	305

6.5.5. Confronto dei risultati ottenuti con meccanismi locali e meccanismi calcolati da c-Sisma.....	305
6.5.6. Procedura automatica per il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo e verifica di pareti in muratura in LC2.....	306
6.6. Osservazioni finali.....	308
7. Verifiche dei meccanismi d'insieme mediante analisi numerica.....	311
7.1. Verifica dei meccanismi d'insieme mediante il programma 3Muri.....	313
<i>Descrizione del programma</i>	313
7.2. Definizione del modello.....	314
<i>Modellazione delle pareti</i>	314
<i>Modellazione dei solai</i>	316
7.3. Analisi statica non lineare (push-over).....	318
<i>Effetti dell'aggregazione sul comportamento strutturale</i>	322
7.4. Modelli liberi in LC1.....	325
7.5. Modelli con vincoli cedevoli elasticamente in LC1.....	332
7.6. Modelli con vincoli cedevoli elasticamente in LC2.....	339
7.7. Conclusioni.....	346
8. Miglioramento della sicurezza sismica.....	353
8.1. Analisi locale.....	355
8.2. Analisi globale.....	360
Conclusioni.....	369
Bibliografia.....	373
Manuali consultati.....	376
Archivi consultati.....	377
Normativa e Linee Guida di riferimento.....	378
Siti internet consultati.....	379

Allegati:

Allegato 1: Meccanismi locali di collasso

Allegato 2: Meccanismi locali di collasso: c-Sisma

Allegato 3: Analisi statica non lineare: 3Muri

Tavole allegate:

1. Inquadramento
2. Inquadramento storico
3. Rilievo geometrico
4. Rilievo fotografico
5. Rilievo degli elementi di interesse storico-artistico
6. Rilievo strutturale
7. Rilievo critico
8. Piano d'indagine
9. Diagnosi sul campo
10. Piano degli interventi

Introduzione

Nel maggio del 2012 il sisma che ha interessato la zona dell'Emilia ha manifestato effetti sulle costruzioni, seppur di lieve entità, anche nella città di Padova. In seguito a tale evento l'Università di Padova ha dato avvio ad un piano di indagini volto allo studio della vulnerabilità sismica degli immobili dell'Ateneo. A questo proposito è stato istituito un gruppo di lavoro la cui attività si è incentrata sugli edifici dell'Università ritenuti di maggior interesse storico e strategico, attraverso l'applicazione di un metodo ad indici volto ad identificare il rischio delle strutture, sono state stabilite le priorità di intervento. Tra gli edifici, emersi dall'indagine, vi è stato il complesso Cavalli, sede del Museo di Geologia, Paleontologia e Mineralogia, nonché di alcune aule del Dipartimento di Geoscienze. Lo scopo del presente lavoro di tesi è dunque quello di approfondire tale studio andando ad analizzare la vulnerabilità sismica di alcuni degli edifici del complesso, in particolare i due costituiti dall'ala sud-est del Museo di Geologia e dall'ex casa Fontana. Parallelamente uno studio analogo e complementare è stato condotto da un'altra tesista, Elisa Tiberi, sugli altri due corpi, il palazzo Cavalli e l'edificio che ospita i Musei di Paleontologia e Mineralogia; nel corso della trattazione saranno riassunti di volta in volta anche i risultati ottenuti per tali edifici.

Lo studio si è sviluppato in più fasi, inizialmente volte ad acquisire le informazioni necessarie e successivamente ad elaborare i dati con specifiche analisi di vulnerabilità. La prima fase è servita ad approfondire le vicende storiche e l'evoluzione che hanno avuto i vari corpi dall'aggregato, attraverso il reperimento di informazioni sia contenute in opere bibliografiche sia nei progetti conservati in archivi storici in particolare nell'Archivio Generale dell'Università di Padova e nell'Archivio Generale del Comune di Padova. Il lavoro è proseguito quindi effettuando sopralluoghi in sito che, attraverso il rilievo fotografico e geometrico, hanno consentito di documentare lo stato di fatto, permettendo di individuare le vulnerabilità e i degradi presenti, e di verificare l'esattezza dei rilievi forniti dall'Università. Il quadro conoscitivo, tuttavia, non è risultato ancora completo, in particolare per la mancanza di informazioni certe sulle caratteristiche meccaniche dei materiali e sui dettagli costruttivi di molti elementi strutturali, si è dunque formulato un piano di indagini strumentali, composto sia di prove non distruttive che parzialmente distruttive, allo scopo di sopperire a tali lacune e di ottenere i dati necessari per le successive elaborazioni. Successivamente è stato possibile attuare in sito alcune delle indagini proposte: prove soniche, sclerometriche e magnetometriche. Sulla base delle indicazioni fornite dalle norme in vigore (Norme tecniche per le costruzioni e Linee Guida) sono state condotte le analisi sia a livello locale che globale. Lo studio si è avvalso di molteplici strumenti e procedure di indagine: una preliminare analisi di vulnerabilità sismica dell'aggregato nel suo complesso è stata effettuata con

l'ausilio della metodologia Vulnus, i cui risultati hanno permesso di applicare in modo mirato le verifiche successive nei punti di debolezza del complesso. Le analisi locali sono state svolte attraverso l'applicazione del metodo cinematico avvalendosi anche del software c-Sisma, attraverso cui si è ottenuta una verifica dei risultati dei calcoli fatti manualmente. Per la verifica globale si è scelto di avvalersi di analisi di tipo statico non lineare, push-over, utilizzando il metodo a telaio equivalente per modellare gli edifici del complesso, a tale scopo è stato impiegato il software 3Muri. Dato l'esiguo numero di prove compiute, tutte le analisi sono state inizialmente condotte in riferimento ad un livello di conoscenza LC1, successivamente è stato valutato anche il livello di conoscenza LC2; attraverso il confronto dei risultati sono stati evidenziati i benefici, in termini di aumento della resistenza e conseguentemente di riduzione dei costi di intervento, del passaggio ad un livello di conoscenza maggiore. Qualora, nemmeno con l'incremento del livello di conoscenza, non si sia giunti al soddisfacimento delle verifiche, sulla base dei risultati ottenuti sia a livello locale che globale, sono stati individuati i parametri che maggiormente influenzano, in negativo, il comportamento strutturale di fronte al possibile evento sismico e sui quali sarà opportuno agire qualora si realizzino interventi di messa in sicurezza.

Nel dettaglio lo sviluppo della tesi prevedrà la seguente suddivisione in capitoli degli argomenti sopra esposti:

Capitolo 1 - Analisi storico-critica

Capitolo 2 - Documentazione fotografica

Capitolo 3 - Rilievo geometrico

Capitolo 4 - Diagnosi sul campo

Capitolo 5 - Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

Capitolo 6 - Valutazione della sicurezza sismica

Capitolo 7 - Verifiche dei meccanismi d'insieme mediante analisi numerica

Capitolo 8 - Miglioramento della sicurezza sismica

Analisi Storico - Critica

Capitolo 1:

Analisi Storico - Critica

1.1. Inquadramento.....	7
<i>Inquadramento geografico</i>	7
<i>Inquadramento cartografico</i>	8
<i>Storia sismica</i>	9
1.2. Storia del complesso.....	11
<i>Evoluzione storica</i>	11
<i>L'architettura e gli affreschi</i>	14
<i>La sede dell'Università</i>	18
<i>Gli interventi del Novecento</i>	23
<i>Il museo</i>	29

1.1 Inquadramento

Inquadramento geografico

Il Palazzo Cavalli, esempio di rilievo dell'architettura residenziale del ceto patrizio insediatosi nel Quattrocento lungo il fiume Naviglio, sorge nel centro di Padova, tra la prima cinta muraria, di antiche origini, e la seconda, più recente¹.

Attualmente, insieme al complesso di edifici ad esso annessi negli ultimi due secoli, si affaccia, con il suo prospetto principale, su via Giotto, mentre i suoi prospetti laterali si dispongono lungo Corso Garibaldi, a est, e via Giacomo Matteotti, a ovest.

Il contesto urbano circostante è ricco di testimonianze storiche: da Corso Garibaldi si accede ai resti dell'antico Anfiteatro, testimonianza del passaggio della civiltà romana in città, alla Cappella degli Scrovegni o Chiesa dell'Annunziata in cui si ammirano gli affreschi di Giotto e alla Chiesa degli Eremitani di origine medioevale con gli affreschi del Mantegna, rappresentazione del Rinascimento².



Figura 1.1: Ortofoto dell'area del Complesso Cavalli (in rosso)

¹ L. Puppi, G. Toffanin, *Guida di Padova. Arte e storia tra vie e piazze*, Trieste, Edizioni Lint, 1983, p. 321

² P. Chicchi, *Il Palazzo ex-Contarini (già r. Dogana) e la R. Scuola di applicazione degli ingegneri: promemoria e progetto di restauro*, Padova, Stab. Tip. Ditta L. Penada, 1892

Inquadramento cartografico

La conoscenza dell'aggregato e del contesto, urbano e ambientale, in cui si colloca è stata resa possibile tramite il reperimento e lo studio della cartografia e della documentazione disponibili per l'area in esame: in particolare la localizzazione è avvenuta mediante l'analisi della CTR (Carta Tecnica Regionale del Veneto) e di ortofoto.

Dai dati catastali, ricavati dal catasto aggiornato all'agosto 2012, sono state ricavate le seguenti informazioni³:

Fabbricati catastali		Particelle catastali	
Foglio NCTR:	0870	Foglio NCTR:	0870
Mappale NCTR:	730+	Mappale NCTR:	730
Superficie:	2158.22345	Superficie:	3439.65111

La cartografia del PRG (Piano Regolatore Generale, ora non più in vigore in quanto sostituito dal PATI), che disciplinava l'assetto edilizio e lo sviluppo in generale del territorio comunale compresi i vincoli da osservare nelle zone a carattere storico, ambientale, paesistico, forniva le indicazioni seguenti⁴:

- Carta B1 del PRG della zona del centro storico (Tavola 1.02): il complesso Cavalli è inserito nell'unità di piano della classe A (edifici anteriori al 1811 con carattere di permanenza storica e di particolare valore architettonico e urbanistico o edifici che risalgono al periodo 1811-1936 e di particolare valore architettonico e urbanistico) sottoposte a restauro scientifico. In tal caso, perciò, tutti gli interventi devono essere diretti alla conservazione del monumento e dell'interno sistema, eliminando le superfetazioni, riqualificando dal punto di vista fisico e funzionale gli spazi, garantendo l'uso pubblico e assicurando i requisiti di riconoscibilità, visibilità e fruibilità.
- La serie B2 del PRG (Tavola 1.02), individuando le destinazioni d'uso consentite nelle unità di piano, indica l'aggregato come un'area di servizi di interesse generale con attrezzature di interesse comune.

Dallo studio del PATI (Piano di Assetto del Territorio Intercomunale) si evince che l'area in oggetto presenta elementi ed immobili di notevole interesse pubblico, storico, ambientale ed artistico, nonché di interesse sovracomunale in quanto sede universitaria (Tavola 1.03).

La carta della fragilità, delimitando le aree esondabili o a rischio idraulico, classifica il territorio del PATI, a fini edificatori, in tre classi (aree idonee, aree idonee a condizione e aree non idonee) sulla base delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche e al rischio idraulico: il

³ <http://groupware.comune.padova.it/casperwebprg/index.html>, consultato nel settembre 2013

⁴ Piano Regolatore Generale, norme tecniche di attuazione, 1992

complesso Cavalli si inserisce in un'area idonea a condizione per scadenti caratteristiche geotecniche del terreno.

Nella carta litologica e idrogeologica, invece, il complesso Cavalli, come buona parte del centro storico, è costruito su materiale di riporto con falda freatica posta a una profondità compresa tra 2 e 5 metri dal piano campagna⁵ (Tavola 1.04).

Storia sismica

Dal punto di vista degli eventi sismici, le informazioni reperite, anche dal punto di vista storico, indicano come il territorio veneto sia soggetto a tali avvenimenti che incidono notevolmente sul patrimonio edilizio delle sue città.

In particolare, Padova è stata interessata da una serie di eventi sismici per la cui incidenza sono state prese a riferimento le informazioni reperite nel sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e nel Database Macrosismico Italiano del 2011 (DBMI11), ivi contenuto. In totale, la città, dal 1117 al 2004⁶, è stata coinvolta in 146 eventi sismici, di differenti intensità e i cui epicentri sono stati registrati in molte località del nord e del centro Italia.

Nessuna indicazione si ha a riguardo a eventi sismici che abbiano coinvolto l'aggregato studiato negli anni e secoli passati, nonostante questo risalga, almeno nella parte più storica, costituita dal palazzo, a fine del Quattrocento. La mancanza di tali notizie non indica che il complesso non sia mai stato soggetto a tali fenomeni ma solo che non sono state trasmesse ai posteri indicazioni al riguardo.

Di seguito (Grafico 1.1) vengono riportati gli eventi sismici che hanno coinvolto la città di Padova negli anni sopracitati: in ascissa sono indicati gli anni mentre in ordinata l'intensità sismica MCS.

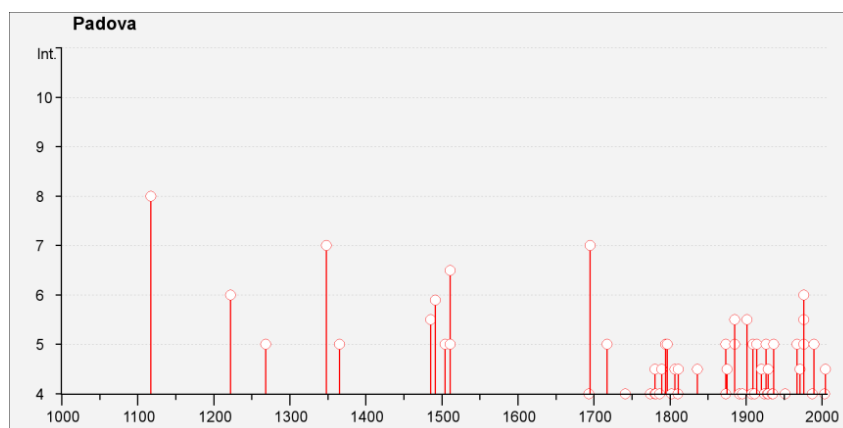


Grafico 1.1: Diagramma della storia sismica di Padova (Tratto da: www.emidius.mi.ingv.it)

⁵ Piano di Assetto del Territorio Intercomunale, norme tecniche di attuazione, 2008

⁶ www.emidius.mi.ingv.it, consultato nel settembre 2013

A partire dal 2003, in Italia si è avviato un cambiamento di alcuni concetti, legati all'analisi e classificazione degli eventi sismici, che ha condotto a definire la mappa di pericolosità sismica, presente nell'Ordinanza del Presidente del consiglio dei ministri 3274/2003⁷, e i criteri generali per la classificazione sismica del territorio.

Mappa, questa, che è diventata ufficialmente di riferimento con l'Ordinanza n. 3519/2006⁸ che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche (Figura 1.2) sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido o pianeggiante, con una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni. In particolare, in base a tale definizione, la città di Padova è stata inserita nelle zona sismica 4 (pericolosità sismica molto bassa) dove le possibilità di danni sismici sono ridotte e con accelerazione $a_g < 0.05g$ (Figura 1.3).

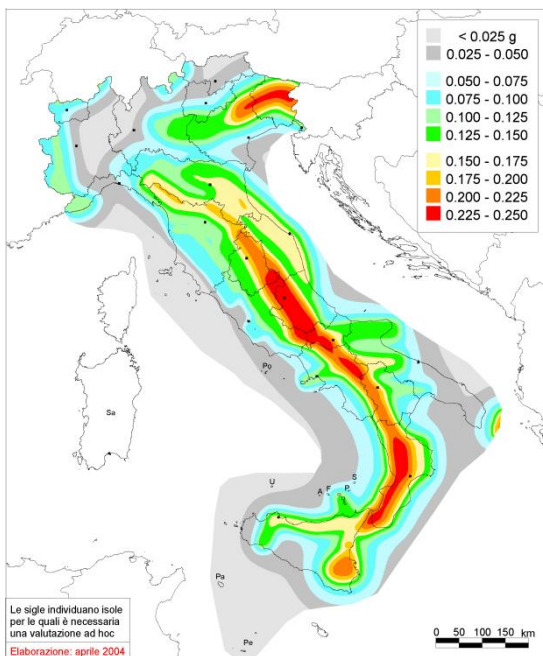


Figura 1.2: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale -16mo percentile

(Tratte da: www.emidius.mi.ingv.it)

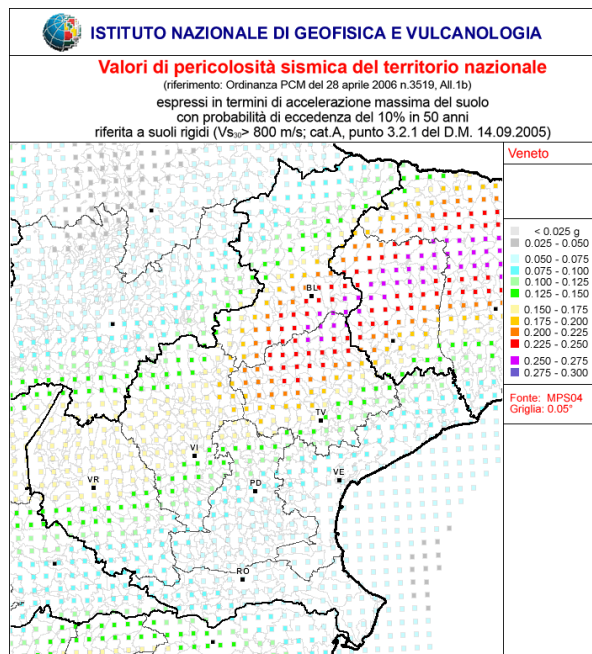


Figura 1.3: Mappa di pericolosità sismica della regione Veneto

Da ciò risulta fondamentale lo studio del rischio sismico: è un concetto generale che considera la probabilità che un evento sismico si realizzi e le conseguenze che tale evento può produrre, misura il danno che ci si può attendere in un dato periodo di tempo in base al tipo di sismicità, alla

⁷ Ordinanza del Presidente del consiglio dei ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica

⁸ Ordinanza del Presidente del consiglio dei ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 – Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone

resistenza delle costruzioni e all'antropizzazione⁹. Il rischio sismico è dunque l'insieme di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione.

I tre concetti sopracitati possono essere così definiti: la pericolosità è la probabilità che in una data area e in un dato intervallo di tempo possa verificarsi un terremoto di una certa intensità, magnitudo e accelerazione di picco (PGA); è indipendente da ciò che l'uomo ha costruito. Non è possibile prevedere terremoti o ridurne l'intensità e frequenza ma si possono migliorare la progettazione e gli interventi avendo un'adeguata conoscenza della pericolosità.

La vulnerabilità consiste nella valutazione della propensione di persone, beni o attività a subire danni al verificarsi dell'evento sismico. Si riduce il danno atteso migliorando il comportamento dei componenti, strutturali e non, degli edifici.

L'esposizione è la misura dei beni presenti e la propensione di subire un danno, economico, in vite umane, ai beni culturali, ecc. Si riduce mediante un'adeguata progettazione nell'uso del territorio e l'aumento del livello di protezione.

Da queste definizioni si può comprendere quale sia il rischio sismico della città di Padova, in cui sorge il complesso analizzato: in particolare, essa presenta una pericolosità sismica limitata, data una frequenza e un'intensità ridotte, una vulnerabilità elevata, per la presenza di beni storico-artistici e attività che possono subire danni, e un'esposizione anch'essa elevata a causa dell'alta densità insediativa che caratterizza il centro storico.

Proprio per ridurre tale rischio, dovuto all'arrivo dell'evento sismico, che si inserisce lo studio del complesso Cavalli, promosso dall'Università di Padova e volto all'analisi di vulnerabilità sismica dello stesso.

1.2 Storia del complesso

Evoluzione storica

L'approfondita ricerca storica condotta ha portato a rilevare numerose trasformazioni che hanno coinvolto non solo il complesso Cavalli, così come oggi è nominato, ma anche il contesto urbano circostante; modifiche ed espansioni, queste, che è possibile valutare analizzando la cartografia storica raffigurante il centro di Padova (Tavola 2.01)¹⁰.

All'inizio del Seicento, l'area era già definita ma priva di tutti i fabbricati che caratterizzano l'area al giorno d'oggi, ad esclusione del palazzo oggetto di studio già esistente (Figura 1.4); si rilevano inoltre la presenza dell'Arena romana e le due cinte murarie cittadine. Nel corso del Settecento la

⁹ www.protezionecivile.it, consultato nel settembre 2013

¹⁰ S. Ghironi, *Padova – Piante e vedute 1449-1865*, Padova, Panda Edizioni, 1987

precisione maggiore delle carte, in particolare la pianta di Giovanni Valle rilevata a partire dal 1779 consente di riconoscere lo storico palazzo, gli spazi verdi retrostanti e gli edifici connessi ad esso, nonché il palazzo degli Scrovegni con l'omonima Cappella, le mura e il fiume oltre i quali si estende la campagna (Figura 1.5).



Figura 1.4: Pianta di Padova - anno 1625
(Tratta da: S. Ghironi, *Padova – Pianta e vedute 1449-1865*)

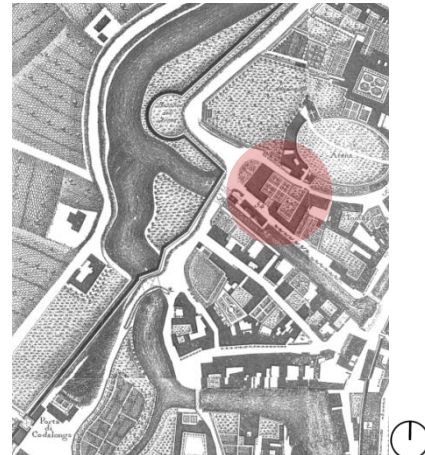


Figura 1.5: Pianta di G. Valle - rilievo 1784, stampa 1779 (Tratta da: L. Gaudenzio, *Pianta di Padova di Giovanni Valle 1784*)

Nell'Ottocento le maggiori informazioni sono rintracciabili dai catasti storici, Napoleonico e Austriaco, attraverso i quali è possibile conoscere anche l'avvicendamento dei proprietari, le preesistenze e le suddivisioni che hanno caratterizzato i diversi edifici componenti il complesso (Figura 1.6 e Figura 1.7).



Figura 1.6: Catasto Napoleonico del 1815



Figura 1.7: Catasto Austriaco del 1845



Figura 1.8: Catasto Austriaco-Italiano del 1852
(Tratte da: F. Fantini D'Onofrio, *La città di Padova nel suo Catasto storico (1815-1873)*)

Dalla documentazione scritta si evince come il palazzo, in origine, verso la fine del Quattrocento, sorse in un'area compresa tra il Naviglio Interno, prima che quest'ultimo confluisse nel Tronco Maestro del Bacchiglione attraverso la «Conca detta Porte Contarine», e via Ballotte, prima dell'apertura del Corso del Popolo, avvenuta nel primo decennio del Novecento¹¹.

Opera di ingegneria idraulica ai suoi tempi molto ambiziosa, la Conca fu costruita nel 1526, diventando punto di attrazione per l'edificazione di nuovi fabbricati, funzionali alla gestione della Conca, alla riscossione dei pedaggi, agli alloggi dei guardiani e ad usi commerciali¹². Risalgono al 1723, invece, le notizie riguardanti la presenza a ridosso delle «Porte» dell'oratorio di Maria Vergine, ancor oggi visibile, inizialmente giuspatronato dalla famiglia Cavalli e in seguito adoperato dall'Amministrazione Idraulica come ricovero di attrezzi¹³.

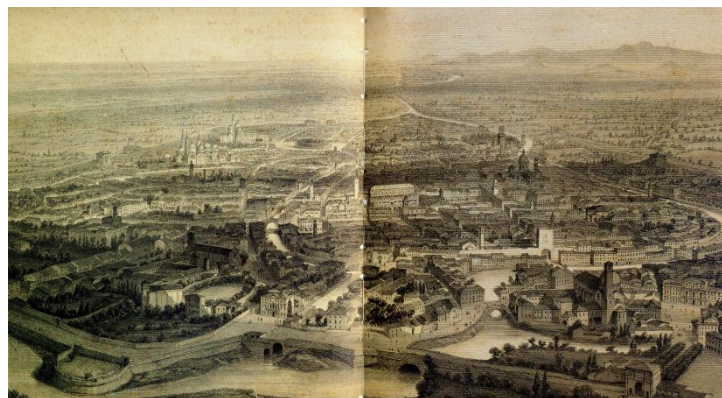


Figura 1.9: Padoue a Vol d'Oiseau di Alfred Guesdon - Tecnica: litografica - anno 1849
(Tratta da: S. Ghironi, *Padova – Piante e vedute 1449-1865*)

¹¹ G. Brunetta, *Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici*, Padova, Tipografia Editrice «La Garangola», 1966, p. 137

¹² G. Brunetta, *Gli interventi dell'Università di Padova*, cit., p. 138

¹³ E. Vecchiato, *Il Palazzo Cavalli a porte Contarine in Padova*, in «Atti e Memorie della R. Accademia di Scienze Lettere e Arti in Padova», X (1893-94), p. 221

Un primo edificio sul sito in cui si attesta l'attuale palazzo fu edificato alle Porte Contarine tra la fine del '400 e l'inizio del '500 dalla famiglia Foscari. La notizia della presenza di tal fabbricato in questo luogo e periodo è legata ad una catena di sanguinosi episodi che sconvolsero la famiglia Foscari¹⁴.

Si sa che in seguito fu acquistato verso la metà del Seicento dal Provveditore Marino Cavalli, aggregato alla nobiltà veneziana, quando la Repubblica Veneta lo nominò Provveditore della Città di Padova. Furono proprio il conte Marino e la contessa Elisabetta Duodo Cavalli a rinnovarlo completamente, anche negli affreschi, rendendolo esempio di ricchezza decorativa settecentesca¹⁵.

Nel 1760 l'edificio passò per via ereditaria alla famiglia Bollani. Conseguentemente all'avvicinarsi dei proprietari, tutte le collezioni di mobili, quadri e suppellettili andarono perduti¹⁶.

Durante la dominazione austriaca, tra il 1818-1836, divenne alloggio militare per le truppe di passaggio; nel periodo compreso tra il 1840 e il 1890, fu, quindi, adibito a ufficio di dogana dopo esser stato comprato dal Demanio dello Stato¹⁷.

È nell'ultimo decennio dell'Ottocento che il palazzo Cavalli passò alla Regia Università, la quale decise di renderlo sede della Scuola di Applicazione per Ingegneri, acquistando nel tempo anche parte degli edifici circostanti, in particolare la casa Fontana, allo scopo di ampliare il complesso. La Scuola per Ingegneri rimase in questa sede fino al 1927-1931¹⁸.

Dal 1932 ospitò collezioni di rilievo storico-scientifico e l'Istituto di Geologia, in seguito Dipartimento di Geoscienze, Paleontologia e Mineralogia dell'Università di Padova.

L'architettura e gli affreschi

Il passaggio di proprietà del palazzo, dalla famiglia Foscari a Cavalli, determinò modifiche, seppur non radicali, compiute tra la fine del sec. XVII e tutto il sec. XVIII: osservando la pianta si può notare il tipico impianto del palazzo nobile veneziano con salone passante tanto che risulta quasi improbabile una sua alterazione, un «sostanziale ammodernamento». Quest'ultimo interessò in particolar modo gli interni, sia dal punto di vista architettonico sia,

¹⁴ Ivi, pp. 223-231

¹⁵ G. Dal Piaz, *Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia*, Padova, Società Cooperativa Tipografica, 1971, p. 30

¹⁶ Ibid.

¹⁷ L. Puppi, G. Toffanin, *Guida di Padova*, cit.

¹⁸ G. Dal Piaz, *Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia*, cit., pp. 27-38

soprattutto, dal punto di vista delle decorazioni pittoriche che coinvolsero quasi ovunque le pareti e i soffitti del piano terreno e del piano nobile.

Difatti, l'impianto planimetrico e architettonico dell'edificio, nonostante le successive trasformazioni, rimane legato agli schemi cinquecenteschi originali: si possono ritrovare ambienti e aperture disposti in modo simmetrico, alcuni particolari architettonici degli esterni, come il portale d'ingresso e gli elementi bugnati delle finestre di stampo tardo rinascimentale. Di epoca barocca sono, invece, alcuni interventi probabilmente realizzati in un periodo successivo, come il balcone balaustrato e le finestre al centro del piano nobile, in diretta corrispondenza del salone interno (Figura 1.10).

Nel corso dei secoli, perciò, nonostante tutte le sue vicissitudini, palazzo Cavalli ha mantenuto pressoché integra la sua fisionomia¹⁹.



**Figura 1.10: Prospetto del palazzo Cavalli
(Foto storica - Prof. Tomasatti)**

Nessuna informazione si ha riguardo agli architetti che vi operarono né riguardo i pittori che si succedettero negli anni per i successivi apporti pittorici; molto probabilmente l'ultimo pittore che vi lavorò e a cui si attribuiscono i più importanti affreschi è il francese Dorigny; Vecchiato nomina altri tre pittori che vi operarono: il veneziano Nicolò Bambini, il bolognese Antonio Felice Ferrari e il ferrarese Giacomo Parolini²⁰.

Nella parete interna del fronte principale, posizionato a nord, sono collocati il portone d'ingresso e quattro finestre, mentre nella parete opposta, a sud, si aprono il portone verso il cortile retrostante e due finestre.

Negli spazi interni del Palazzo di rilevanza sono l'atrio e il vestibolo a forma di T, che formano il cosiddetto «portego da basso», a cui corrisponde il «portego de sora» al piano nobile²¹.

¹⁹ G. Brunetta, *Gli interventi dell'Università di Padova*, cit., p. 141

²⁰ E. Vecchiato, *Il Palazzo Cavalli a porte Contarine in Padova*, cit., p. 222

²¹ <http://www.musei.unipd.it/geologia/sede.html>, consultato nel settembre 2013

Il «portego da basso» presenta il soffitto «alla sansovina»²² e le pareti affrescate. In questi due ambienti, che costituiscono l'atrio e il salone d'ingresso, si possono osservare la serie di dieci finti quadri che illustrano episodi tratti dalle *Metamorfosi* di Ovidio. Al di sotto di ogni episodio, sui finti parapetti marmorei, sono dipinti *cartouches* con emblemi.

Parete affrescate e soffitto alla «sansovina» si ritrovano anche nelle altre sale al piano terra, dove sono rappresentate diverse scene con episodi di storia romana nella Sala dei Telamoni, scene venatorie nella Sala della Caccia, episodi tratti dal Vecchio Testamento nella Sala del Caminetto.

La decorazione delle sale suddette fu realizzata attorno agli anni Ottanta del Seicento: gli storici dell'arte attribuiscono a Michele Primon, per le affinità stilistiche, con gli affreschi presenti nella Villa Contarini a Piazzola sul Brenta²³.

In dettaglio le pitture parietali visibili nelle sale del piano terra si possono così riassumere:

1. Il salone centrale, è decorato da episodi mitologici, posizionati entro cornici ovali di colore oro e volute viola, arricchiti da putti, satiri e cespi di frutta e accompagnati da un cartiglio con emblemi: a) *Il ratto d'Europa*, b) *Leda e il cigno*, c) *Diana e Atteone*, d) *Giove e Io*, e) *La nascita di Adone*, f) *Apollo e Dafne*, g) *I contadini di Licia trasformati in rane da Latona*, h) *Il ratto di Deianira*, i) *Atalanta e Ippomene*, l) *La caccia al cinghiale di Calidone*.
2. Nella Sala dei Telemoni si snodano episodi raffiguranti l'antica storia romana, racchiuse entro finte cornici seminascode da tendaggi, tenuti sollevati da putti e otto telemoni, posti a coppie negli angoli della sala. In particolar modo sulla parete sud è ritratta *Tullia, moglie di Tarquinio il Superbo, che passa con il carro sopra il cadavere del padre Servo Tullio*, sulla parete nord *Muzio Scevola davanti a Porsenna*, in quella a est si riconoscono *l'incontro di Coriolano con la moglie e i figli* e *Semiramide che riceve la notizia della rovina di Babilonia* e, infine, sulla parete a ovest sono rappresentate *La Vestale Tuccia* e *una Figura femminile al sacrificio*.
3. La Sala della Caccia è caratterizzata da un soffitto realizzato con travature dipinte e da pareti decorate. Viene definita «sala paese» dal momento che in tutte e quattro le pareti si snoda la narrazione di un'unica storia, dando all'osservatore l'illusione di esser direttamente coinvolto nella trama. Sono rappresentate la *Caccia allo struzzo*, *Caccia al toro*, *Caccia al cinghiale*, *Caccia all'orso*, scene queste rese ancora più realistiche mediante la presenza di cani da caccia, conigli, scimmie e uccelli da gabbia. Da sottolinearsi l'irriconeoscibilità della scena di caccia sulla parete collocata a est.

²² Si dice «soffitto alla sansovina» un modo di allineare le tavole in legno al di sopra della travatura principale.

²³ <http://www.musei.unipd.it/geologia/sede.html>, consultato nel settembre 2013

4. Nella Sala del Caminetto si possono notare scene con caratteristiche molto simili a quelle rappresentate nelle altre stanze, precedentemente descritte, accanto alle quali si aggiungono il caminetto e il sovrastante specchio. In particolare, le scene sono posizionate all'interno di sei quadri con cornici realizzate in finto stucco sorrette, anche in tal caso, da cariatidi e telemoni: si riconoscono *L'incontro al pozzo di Giacobbe e Rachele e Abigail e Davide* e la sovrastante *Betsabea al bagno; Giuseppe e la moglie di Putifarre* nella parete a est; *e Rebecca e Il ritrovamento di Mosè; Susanna e i vecchioni* collocata sopra la porta della parete a ovest; *Sansone e Dalila* e *Lot e le figlie* i quali occupano i due quadri più grandi.

Lo scalone principale, realizzato da Antonio Felice Ferrari e Giacomo Parolini, presenta pareti decorate da finti quadri e soffitto con cielo privo di personaggi inquadrato da una cornice (Figura 1.11).

Nel piano nobile, il grande salone presenta forma a T come la sottostante sala (Figura 1.12), ma, a differenza di questa, ha in parte doppia altezza, comprendendo in tal modo un mezzanino, è inoltre arricchito da un soffitto a travature dipinte (Figura 1.13). Le fonti citano quale probabile autore dei dipinti parietali il francese Louis Dorigny, realizzati, forse, nei primi anni del '700. Anche in tal caso, si snodano scene a carattere mitologico; nello specifico si riconoscono: a) *Argo, Mercurio e Io*, b) *Le Tre Grazie*, c) *Apollo e Dafne*, d) *Ercole e Onfale*, e) *Venere e amorini*, f) *Il Tempo, il Giorno e la Notte*. Infine due bassorilievi, raffiguranti *La Giustizia e l'Abbondanza* sono posti al di sopra delle due porte del salone.

Gli affreschi del piano terra e dello scalone sono stati restaurati tra il 1989 e il 1996²⁴.



Figura 1.11:
Scalone nobile



Figura 1.12: Sala al piano terra



Figura 1.13: Salone principale

²⁴ <http://www.musei.unipd.it/geologia/sede.html>, consultato nel settembre 2013

La sede dell'Università

Come si evince dalle ragioni della pubblicazione del Rettore Carlo F. Ferraris, in *Il Palazzo ex-Contarini (già r. Dogana) e la R. Scuola di applicazione degli ingegneri: promemoria e progetto di restauro*²⁵, «il riconosciuto bisogno di procurare più ampi locali alla R. Scuola di Applicazione degli Ingegneri e l'incremento dell'istituto, indusse il Governo fin dal Marzo 1882 a promettere che avrebbe a tale scopo ceduto il palazzo ex Contarini, sede della R. Dogana, alla nostra Università. Perciò il mio egregio predecessore, comm. prof. Giampaolo Vlacovich, incluse il progetto di restauro del palazzo nel suo grandioso disegno di un Consorzio universale interprovinciale. Dopo un decennio, la promessa fu compiuta, e fu già fatta dal R. Demanio a questa università la consegna del palazzo»²⁶. Grazie a questa concessione venne incaricato l'ing. Cav. Pio Chicchi, professore nella R. Scuola di Applicazione, di provvedere a restaurare, adattare e arredare il palazzo, al fine di ospitare la scuola²⁷.

Uno dei motivi che spinsero il Rettorato a intervenire, su richiesta esplicita da parte del Comune, fu la necessità di sistemazione della pavimentazione del piazzale di fronte alla facciata principale del Palazzo. Oltre a tal fine si decise di intervenire per adornare la nuova sede degli studi di ingegneria e per rendere più tranquille le aule direttamente affacciate sul piazzale: il progetto riguardò, quindi, la sistemazione del piazzale, isolandone una parte e cedendo la restante al Municipio, il quale era già in possesso dell'angolo e delle strade adiacenti.

Un'ulteriore spiegazione è legata alle necessità interne alla scuola stessa: dall'istituzione della Scuola di Applicazione, avvenuta nel 1872, si ebbe un incremento progressivo del numero di iscritti che rese necessaria la sistemazione della Regia Scuola in uno spazio più ampio che ospitasse le aule, i laboratori, i gabinetti e gli uffici dei professori.

Nell'adattare la Regia Dogana di Padova ad uso della Scuola di Applicazione per gli Ingegneri, Pio Chicchi cercò di riutilizzare il più possibile i locali già esistenti, purché fossero adatti alla nuova destinazione, ripristinando e restaurando il Palazzo e intervenendo più radicalmente, con demolizioni, ampliamenti e costruzioni nelle parti retrostanti, verso la strada da un lato e verso il Naviglio dall'altro.

L'intervento compiuto da Pio Chicchi si basava su alcune preliminari considerazioni: in primo luogo il principale corpo di fabbrica, organizzato su tre piani, non risultava adatto a ospitare la scuola a causa delle ridotte dimensioni dei locali e dell'impossibilità di alterare le mura affrescate.

²⁵ P. Chicchi, *Il Palazzo ex-Contarini (già r. Dogana) e la R. Scuola di applicazione degli ingegneri: promemoria e progetto di restauro*, Padova, Stab. Tip. Ditta L. Penada, 1892

²⁶ Ibid.

²⁷ P. Chicchi, *Il Palazzo ex-Contarini*, cit.

Per tal motivo, venne deciso di destinarlo solamente ad ospitare uffici e gabinetti, i quali non necessitavano di modifiche rilevanti ma solo di ridotte trasformazioni, quali l'abbattimento di alcune tramezze in legno e la costruzione di altre pareti anch'esse in legname. Parte dei gabinetti, in numero non adeguato a ospitarli tutti nel corpo principale, furono posizionati anche nei corpi di fabbrica retrostanti di nuova costruzione (Figura 1.14), sia in quello lungo via Porte Contarine sia in quello affacciato in via Ballotte.



Figura 1.14: Il cortile d'onore interno dopo gli interventi (Foto storica – Danesin)

Si decise, inoltre, di demolire un corpo di fabbrica laterale, affacciato su via Porte Contarine, sostituendo ad esso un altro corpo di fabbrica a due piani, assegnandogli forme e dimensioni tali da poter ospitare al meglio le attività didattiche. Il preesistente corpo di fabbrica era, infatti, adibito a magazzini, tettoie e fabbriche di nessun pregio architettonico, funzioni queste che rendevano difficile la possibilità di garantire un'adeguata conservazione del palazzo adiacente. Erano presenti ulteriori annessi che nel corso degli anni vennero sostituiti, fino alla loro totale eliminazione con l'intervento avvenuto nel 1965.

Pio Chicchi, nel suo progetto, cercò di creare un unico atrio d'ingresso per gli uffici, i gabinetti e le aule in modo tale da garantire una completa sorveglianza di tutto il complesso da parte di un unico portinaio. Fulcro dell'edificio divenne la scala del corpo di fabbrica principale, ben illuminata e aerata, a cui vennero aggiunti lateralmente solo 8 gradini: l'intento voluto e conseguito fu quello di ottenere «unità nella distribuzione», mettendo in collegamento tra loro uffici, gabinetti e aule posizionate nei diversi fabbricati²⁸.

Ogni parte del progetto di P. Chicchi venne destinata ad una ben precisa funzione che può essere così descritta²⁹:

²⁸ Pio Chicchi, *Il Palazzo ex-Contarini*, cit.

²⁹ Ibid.

1. *Uffici* di cui fanno parte la segreteria, la stanza del direttore, la sala per le adunanze e la sala per le sedute: si posizionavano in parte al piano terra e in parte al piano nobile del palazzo, a cui si accedeva direttamente dall'atrio e dalla scala principale.
2. *Gabinetto delle macchine*: collocato al piano terreno del palazzo e del corpo retrostante su via Ballotte per esigenze della sala delle macchine operative.
3. *Gabinetto di Geodesia*: la posizione più consona fu quella dell'angolo sud-ovest del cortile dal momento che tale posizione risultava più comoda al trasporto via mare e via terra degli strumenti geodetici e topografici. Questo gabinetto aveva la molteplice funzione di sala per gli strumenti, stanza dei professori e porticato (adeguato al deposito e a eventuali esercitazioni per i quali veniva predisposta la chiusura mediante vetrate).
4. *Gabinetto di Fisica Tecnica*: posizionato al primo piano del nuovo corpo di fabbrica. Necessitava in particolare di locali adibiti a laboratorio.
5. *Gabinetto di Idraulica e di Statica grafica*: richiedevano solo delle stanze per i professori.
6. *Gabinetto di Architettura*: posizionato all'angolo nord-est del vecchio fabbricato, al primo piano. Posizione questa scelta per la necessità di avere molta luce. Al fine di avere un adeguato quantitativo di luce i fori delle finestre vengono progettati con la maggior ampiezza possibile, adeguando conseguentemente i relativi prospetti con una decorazione semplificata.
7. *Laboratorio di Chimica e stanza del professore*: la collocazione scelta era quella al secondo piano del nuovo corpo.
8. *Gabinetti per i lavori idraulici e marittimi, la geologia applicata e le applicazioni di geometria descrittiva*: la loro posizione era quella al secondo piano.
9. *Bagni («i cessi»)*: la posizione prescelta era quella centrale, al primo piano, in modo da poter essere facilmente raggiunti dagli allievi.
10. *Abitazione del custode*: rimase nella stessa collocazione dell'abitazione ad uso del custode della R. Dogana, con la limitazione che la nuova casa era a un solo piano nel solaio, invece che a due piani, in maniera tale da ricavare anche un ulteriore spazio a magazzino.

Ulteriori aspetti progettuali riguardarono la tipologia di impianto per il riscaldamento della nuova fabbrica con destinazione didattica: il riscaldamento avveniva mediante un calorifero ad aria calda, funzionante con un raggio di circa 15 metri e posizionato nei locali sotterranei. Stesso procedimento fu utilizzato per riscaldare parte dei locali del vecchio corpo di fabbrica (sala per professori, segreteria, sala per sedute e gabinetti) senza intaccare i vecchi muri preesistenti. Le stufe vennero invece posizionate e utilizzate in quei locali ritenuti inadeguati ad essere riscaldati

mediante caloriferi sotterranei. Vennero inoltre introdotti gas, acqua, campanelli elettrici e protezione di parafulmini.

Di rilievo sono i materiali adoperati nell'intervento: si decise che il materiale delle demolizioni, mantenuto in buono stato, sarebbe stato riutilizzato nelle nuove ricostruzioni.

I materiali rintracciabili sono³⁰:

- A. *Mattoni*: usati nelle fondazioni e nei muri per i sotterranei dei nuovi corpi di fabbrica.
- B. *Legname*: adoperato negli impalcati e nelle coperture dei nuovi piani rialzati (sopra il magazzino a fianco dei vicini orti e sopra la tettoia affacciata su via Ballotte).
- C. *Pianelle e tegole*: si ritrovano nella copertura dei nuovi tetti e in quelli vecchi risistemati.
- D. *Voltine in mattoni su travi di ferro a doppio T (quest'ultime sorrette da travi di ferro trasversali a doppio T composte) e pavimento di asfalto su riempimento cementizio*: sistema adoperato per gli impalcati nelle nuove scuole.
- E. *Pavimenti*: in *asfalto* per gli androni, in *quadri di marmo* per l'atrio, in *parquet di legname senza orditura* per i locali della segreteria e la sala dei professori, in *quadri di cemento* per i locali del gabinetto delle macchine, in *parquet di legname senza orditura* per le stanze dei professori.
- F. *Serramenti*: *intelaiatura di ferro* per le arcate del porticato e per le quattro porte dei corpi di fabbrica, in *legname di larice* per tutti gli altri serramenti.
- G. *Cornici, basamenti e contorni di porte e finestre in pietra di Val di Sole*: usati nei prospetti dei nuovi corpi di fabbrica sopra il cortile d'onore. Per maggior economia, potevano essere fatti o meno in cemento.

L'intervento di Pio Chicchi (1894-1896) cercò da un lato di conservare il più possibile l'edificio storico, dall'altro, di mantenere la centralità di quest'ultimo grazie a quello che egli stesso definì «cortile d'onore», posizionato nell'area irregolare retrostante e con l'asse di simmetria centrato con la facciata del palazzo. Realizzò «un'architettura conforme allo spirito dell'epoca, classicheggiante e rispettosa delle tipiche sembianze, pulite e dignitose, del palazzo ottocentesco»³¹ (Figura 1.15 - Figura 1.18).

³⁰ P. Chicchi, *Il Palazzo ex-Contarini*, cit.

³¹ A. Favaro, Università degli studi di Padova, *I cento anni della scuola per gli ingegneri dell'Università di Padova 1976-1976*, Dolo (Ve), Officine dell'Istituto Tipografico Editoriale, 1978, p. 83

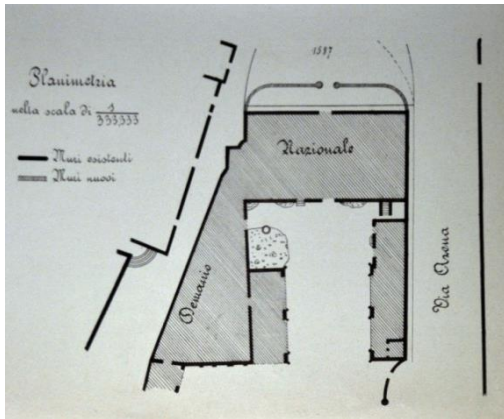


Figura 1.15: Planimetria del progetto di Pio Chicchi

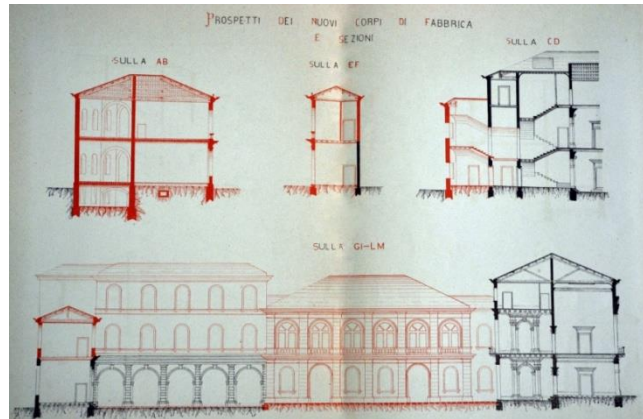


Figura 1.16: Sezioni del progetto di Pio Chicchi

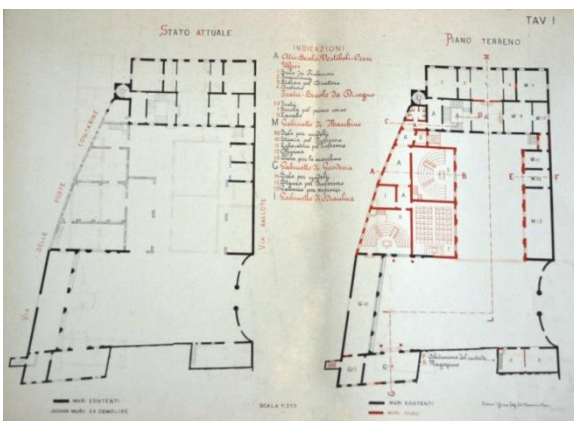


Figura 1.17: Pianta del piano terra prima e dopo il progetto
(tratte da: P. Chicchi, *Il Palazzo ex-Contarini*)

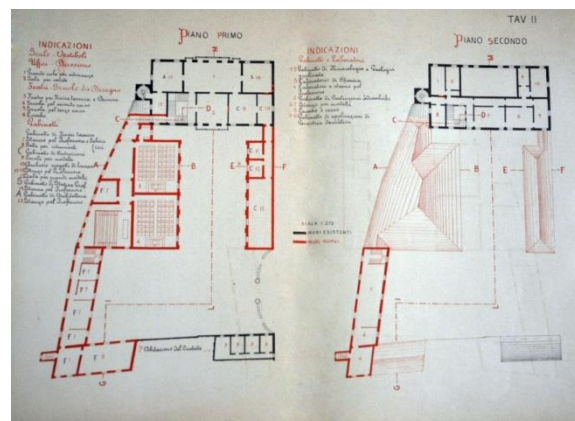


Figura 1.18: Pianta del primo e secondo piano
(tratte da: P. Chicchi, *Il Palazzo ex-Contarini*)

Il prof. Ing. Giovanni Zambler, così come previsto dagli accordi tra Comune e Università, redasse, invece, il progetto di sistemazione del piazzale esterno lungo il prospetto principale, necessario a isolare il prospetto verso nord dalla strada soggetta a servitù di passaggio pubblico³². Lo scopo dichiarato era quello di garantire la tranquillità degli spazi interni e la privacy degli stessi, al piano terreno, dagli occhi indiscreti dei passanti. Si decise, quindi, di occupare una zona del piazzale esterno larga 4.00 m e lunga 28.10 m (di fronte al prospetto), recintata da un basso muretto, sormontato da ringhiera di ferro e terminante a quarto di cerchio lungo i due fianchi (Figura 1.19). In questo modo, si facilitava il passaggio dalla via Arena alla strada di circosollazione, a est, e l'esercizio dei mulini, posizionati a ovest. Al centro di tale muro, di fronte alla porta centrale d'ingresso del Palazzo, fu lasciata un'apertura larga 2.00 m, ai cui lati furono posizionati due pilastri, chiusa con un cancello di ferro battuto a due battenti che riproponeva per similitudine le inferriate delle finestre al piano terreno del Palazzo. Diversi furono i materiali adoperati: laterizio intonacato con malta di cemento di Waldiraos a due strati, base e capitello dei

³² Pio Chicchi, *Il Palazzo ex-Contarini*, cit.

pilastrini in pietra di Val di Sole coronati in sommità da una lanterna a gas in ferro battuto ornato, soglia d'apertura in pietra di macigno, quadri di macigno rettangolari (parte di nuova fattura parte di riutilizzo del marciapiede esistente) per la pavimentazione esterna tra il prospetto del palazzo e la mura di cinta³³.

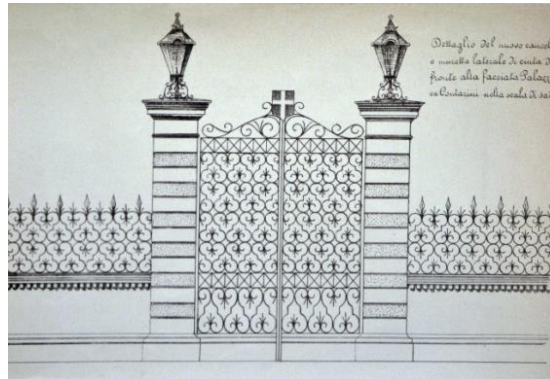


Figura 1.19: Cancellone del cortile d'onore (tratto da: P. Chicchi, *Il Palazzo ex-Contarini*)

Gli interventi del Novecento

Il progetto del prof. Pio Chicchi, completato nel 1896, risultò dopo pochi anni dalla sua ultimazione insufficiente ad accogliere il crescente numero di studenti e di insegnamenti introdotti³⁴.

Nella seduta del Consiglio Comunale, datata 4 febbraio 1905, venne perciò approvato un progetto che prevedeva un ampliamento della R. Scuola di Applicazione per gli Ingegneri che potesse relazionarsi, anche in maniera armonica, con il nuovo tracciato stradale che collegava Piazza Garibaldi alla Stazione Ferroviaria, in sostituzione della stretta via Ballotte. Progetto questo che venne presentato dal prof. Tomasatti³⁵.

Venne quindi realizzato l'ampliamento della scuola, i cui lavori sono datati 1905-1906 (la visita di collaudo venne eseguita nel novembre del 1907), mediante l'acquisto di un fabbricato attiguo alla stessa, di proprietà della signora Fontana. L'edificio presentava tre piani e due prospetti, l'uno dei quali affacciato su via Giotto, l'altro direttamente sul cortile principale della scuola (Figura 1.20 e Figura 1.21). In esso vennero collocati l'abitazione del custode e portineria, in modo tale che si potesse sorvegliare l'entrata e l'uscita di mezzi e persone; nonché alcuni laboratori e magazzini legati alla Fisica – tecnica, direttamente comunicanti con il vecchio edificio prospiciente mediante

³³ Ibid.

³⁴ G. Tomasatti, *I lavori per il Consorzio Universitario di Padova*, Padova, Premiata Soc. Coop. Tipografica, 1907, p. 6

³⁵ *Corso del Popolo. Sistemazione della Scuola di Applicazione per gli Ingegneri*, Deliberazione della Giunta Municipale di Padova, Adunanza del 19 gennaio 1912, conservato in AGCPd – AAC, b. 294, fascicolo 3, IV

una scala di servizio. La casa presentava anche un sotterraneo, adibito sempre a spazi per la Fisica-tecnica, e in parte come locale tecnico per le caldaie del termosifone e deposito di carbone. La struttura è in laterizio, in parte nuovo e in parte vecchio, poggiante su fondazioni in sasso spezzato con trachite di Montemerlo. Gli impalcati furono realizzati in cemento armato, mentre le scale a sbalzo vennero realizzate in marmo di Bassano per quella principale, in trachite di Montemerlo per la secondaria. La copertura venne costruita con incavallature miste in legno e ferro, su sistema triangolare, in maniera tale da risultare maggiormente indeformabili ed economiche³⁶.

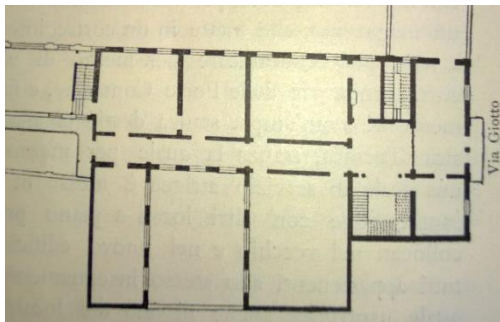


Figura 1.20: Pianta secondo piano
(Tratte da: G. Tomasatti, *I lavori per il Consorzio Universitario di Padova*)

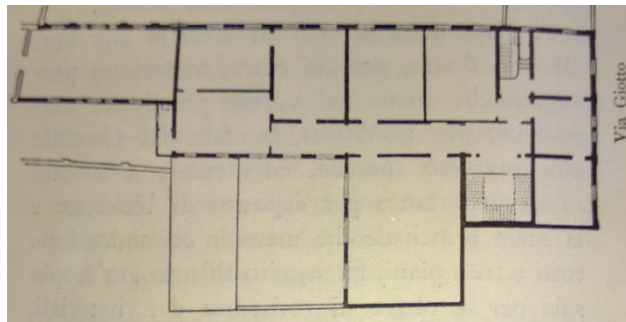


Figura 1.21: Pianta primo piano
(Tratte da: G. Tomasatti, *I lavori per il Consorzio Universitario di Padova*)

L'altro progetto legato alla sistemazione del fronte strada, al contrario, ebbe tempi più lunghi, dal momento che riguardava il tracciato stradale di proprietà comunale, la scuola dell'Università e il fabbricato del Signor Enrico Zuckermann. Per evitare qualsiasi tipo di sporgenza dovuto alle differenti proprietà, venne presentato, nel 1910, dal prof. Daniele Donghi, per conto della R. Università, un progetto di sistemazione che prevedeva, in corrispondenza dell'ingresso lungo il tracciato del Corso del Popolo, un porticato con sovrastante loggetta (Figura 1.22 - Figura 1.24). In corrispondenza del punto di raccordo tra proprietà, la scuola e l'edificio in costruzione di E. Zuckermann, si prevedeva un giardino chiuso da una cancellata³⁷.

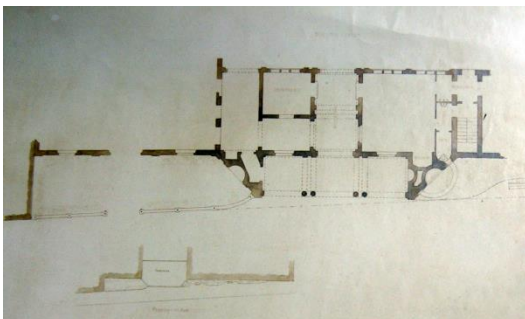


Figura 1.22: Pianta del progetto della loggetta

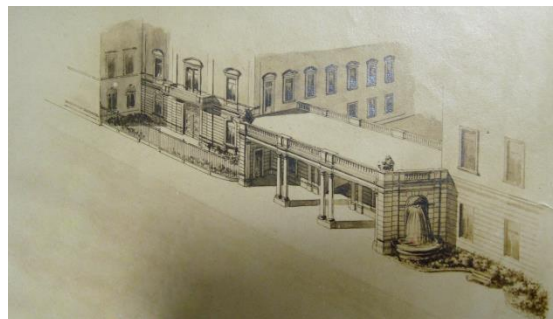
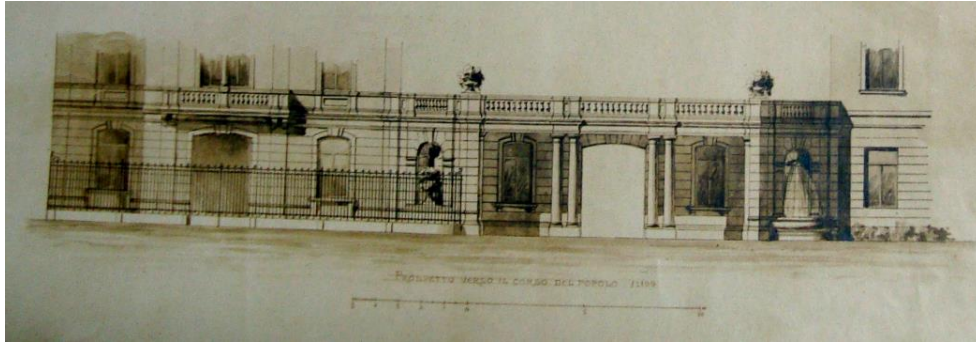


Figura 1.23: Vista della loggetta sul Corso

³⁶ G. Tomasatti, *I lavori per il Consorzio Universitario di Padova*, cit., pp. 7-11

³⁷ *Corso del Popolo. Sistemazione della Scuola di Applicazione per gli Ingegneri*, cit.,



**Figura 1.24: Prospetto del progetto per la Loggetta di D. Donghi
(Tratte da: AGCPd, Fondo: AAC, b. 294, fasc. 3, s. fasc. IV)**

Quest'ultimo progetto in realtà non venne mai realizzato e nessuna documentazione pervenuta indica la motivazione di tale decisione. Il prospetto lungo il Corso rimase così come era stato sistemato tra la fine dell'Ottocento e l'inizio del Novecento.

Agli inizi degli anni trenta del Novecento, durante i lavori di sistemazione per ospitare l'Istituto Geologico, a sostituzione della Scuola di Applicazione per gli Ingegneri, vennero abbattute alcune pareti divisorie e caddero i controsoffitti di recente realizzazione: si ripristinarono così le antiche caratteristiche architettoniche del palazzo e ritornarono alla luce i vecchi soffitti con le travature alla Sansovina, decorate dal punto di vista artistico e rimaste in buono stato di conservazione. Accanto a questi interventi, si restaurarono i dipinti decorativi della sala principale ricoperti da finti cornicioni e si procedette ad alcune fedeli ricostruzioni, della scala e del pavimento dell'atrio. Oltre a ciò, le varie stanze vennero arredate con mobili di stile settecentesco, ridando l'antica ricchezza e dignità al palazzo³⁸.

È importante sottolineare il fatto che, sempre nello stesso periodo, il secondo piano dell'edificio in questione era adibito ad abitazione del custode e famiglia, nonché a deposito per carte geologiche e topografiche, libri, duplicati, tavole murarie e quant'altro. Una stanza venne sfruttata per gli eventuali ospiti, consentendo a questi di intrattenersi per periodi, più o meno lunghi, di studio e d'illustrazione di materiali appartenenti al Museo Geologico³⁹.

³⁸ G. Dal Piaz, *Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia*, cit., pp. 33-34

³⁹ Ivi, pp. 37-38

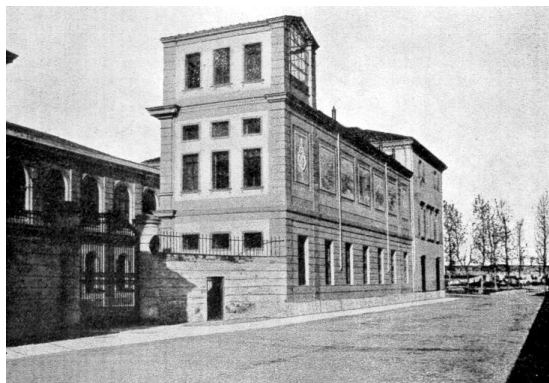


Figura 1.25: La facciata sul nuovo Corso del Popolo della sede alle Porte Contarine (tratta da: A. Favaro, *I cento anni della scuola per gli ingegneri dell'Università di Padova 1976-1976*)

Al maggio 1934 risale un progetto di ampliamento del complesso: di esso non si ha nessuna informazione documentaria precisa e nessuna pubblicazione, contemporanea o successiva, lo cita⁴⁰. Nello specifico consiste in una proposta di ampliamento e sistemazione della facciata sul cortile interno degli Istituti GEA, non realizzata e pensata come integrazione e sostituzione di parte della ex Casa Fontana, affacciata su Corso Garibaldi (Figura 1.26 - Figura 1.28).

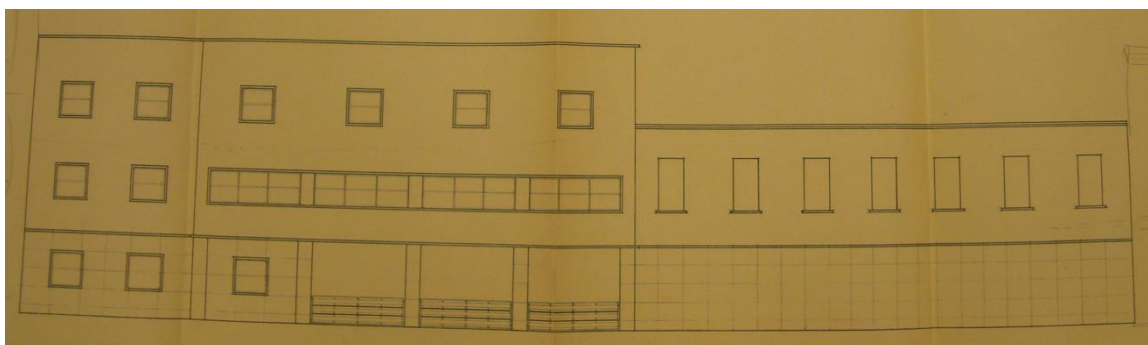


Figura 1.26: Progetto della facciata (Tratta da: AGUPd, *Archivio Consorzi*, 13.86, tav. 6)

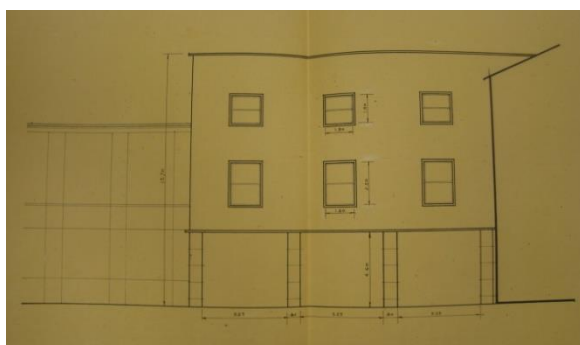


Figura 1.27: Ampliamento della facciata su Cortile – scala 1:100 (Tratta da: AGUPd, *Archivio Consorzi*, 13.86, tav. 8)

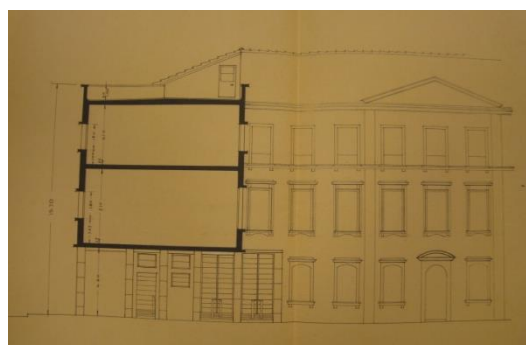


Figura 1.28: Sezione dell'Ampliamento-Istituti GEA – scala 1:100 (Tratta da: AGUPd, *Archivio Consorzi*, 13.86, tav. 7)

⁴⁰ AGUPd, *Archivio Consorzi*, fascicolo 13.86

In seguito al nuovo assetto, con il passare degli anni, anche gli Istituti di Mineralogia e Geologia, qui collocati, iniziarono a necessitare di nuovo spazio, in modo particolare a causa dell'arricchimento delle collezioni didattiche e scientifiche. Si rese quindi necessaria una prima sopraelevazione di un piano del corpo lungo la strada, realizzata nel 1958 (Figura 1.30); a questa seguì un nuovo progetto redatto nel 1963 ed eseguito nel 1965⁴¹.



Figura 1.29: Il cortile d'onore prima delle sopraelevazioni
(Tratte da: G. Brunetta, *Gli interventi dell'Università di Padova*)



Figura 1.30: Il cortile d'onore dopo le sopraelevazioni

Il piano di lavoro prevedeva un'ulteriore sopraelevazione, nel secondo corpo di fabbrica, affacciato sul nuovo moderno viale delle Porte Contarine che sostituiva la viuzza lungo il Naviglio, ora in parte interrato, nonché la costruzione di un corpo di fabbrica, in sostituzione di uno stretto e anonimo, il quale a sua volta preesisteva allo stesso intervento di sopraelevazione del 1894-1896, redatto da P. Chicchi, e compreso tra la detta ala interna e il fianco del Palazzo⁴².

Il complesso, con la sistemazione urbanistica degli anni precedenti, conquistò un affaccio su uno dei più importanti viali del centro urbano di Padova, in particolare in quella parte del nucleo che nel passato ospitava il quartiere dei Conciapelli⁴³.

In seguito a queste rinnovate esigenze, venne impostato un piano generale di riordino, di sistemazione e di parziale ampliamento, in maniera tale da dimensionare, anche quantitativamente, le disponibilità delle eventuali esigenze, tra cui quelle legate alle rilevanti collezioni lì contenute.

In base alla relazione dell'Ing. Giulio Brunetta, il piano fu basato sui seguenti criteri generali⁴⁴:

1. Demolizione completa di tutto il vecchio corpo di fabbrica sull'ex Naviglio;

⁴¹ G. Brunetta, *Gli interventi dell'Università di Padova*, cit., p. 141

⁴² Ibid.

⁴³ Ivi, p. 144

⁴⁴ G. Brunetta, *Relazione a corredo del progetto di sistemazione degli Istituti di Mineralogia e Geologia*, Padova, 1963

2. Isolamento, restauro e valorizzazione del cinquecentesco palazzo Cavalli. A tal fine venne spostato l'ingresso degli studenti e tutti i locali affrescati del piano terra dello stesso vennero adibiti a museo didattico;
3. Conservazione dell'architettura del palazzo ottocentesco su Corso Garibaldi e delle sue ali interne, estendendola, anche se con maggiore sobrietà e semplicità, alle due corrispondenti testate su via Porte Contarine;
4. Inserimento di nuovo corpo di fabbrica, dotato di materiali e colori di pari valore, studiato e strutturato per accogliervi razionalmente i musei, ai quali sarebbe stata garantita la possibilità, con scala e ascensore, di un accesso indipendente per gli eventuali visitatori.

Tutto il complesso, sia comprendente la parte più antica sia quella più moderna, mantenne la disposizione su tre piani fuori terra, con qualche dislivello interno, oltre alla presenza di sotterranei già esistenti sotto i vecchi edifici e di un piano seminterrato posto di sotto del nuovo corpo centrale e destinato a generico deposito di materiali da esposizione.

I lavori previsti nell'intervento del 1963-1965 possono essere distinti in due tipi:

1. Lavori consistenti in una più o meno radicale modifica delle due ali dei vecchi edifici a contatto con il nuovo corpo centrale;
2. Costruzione ex novo di un corpo centrale composto da tre piani e da un piano seminterrato.

Per i materiali e gli impianti vennero compiute le seguenti scelte⁴⁵:

1. Le strutture sono in calcestruzzo armato, misto a laterizi per i solai orizzontali, per il nuovo corpo di fabbrica, nonché per le modifiche e aggiunte realizzate in quelli vecchi;
2. Le murature portanti perimetrali, nelle modifiche e nelle aggiunte dei vecchi edifici, sono realizzate coerentemente con le strutture esistenti, mentre nelle pareti del nuovo corpo di fabbrica centrale i pannelli pensili di tamponamento sono in mattoni tipo UNI o forati;
3. I pavimenti adottati sono di molti tipi, varietà questa dovuta ad esigenze di uniformità con la pavimentazione preesistente nei vecchi edifici. Nello specifico, i nuovi locali sono caratterizzati da pavimenti di linoleum per gli studi e di piastrelle di ceramica per i servizi e locali museali;
4. I serramenti esterni sono in legno Douglas, nei corpi di fabbrica preesistenti; mentre sono in alluminio anodizzato bronzo nel nuovo corpo centrale. Al piano rialzato del fabbricato centrale vengono usati cancelletti riducibili e tende alla veneziana

⁴⁵ G. Brunetta, *Relazione a corredo del progetto*, cit.

completano le chiusure all'esterno. Le porte interne sono del tipo tamburato, in legno naturale, su cassaporte metalliche;

5. Gli impianti presenti sono: elettrico, di riscaldamento, idrosanitari e telefonico. Essi sono stati previsti in collegamento con quelli esistenti, riordinati. Nello specifico, l'impianto di riscaldamento è a circolazione meccanica, con radiatori di ghisa, facente capo alla centrale esistente, opportunamente ampliata e sistemata.



Figura 1.31: Progetto della facciata sul cortile interno (Tratta da: AGUPd, *Ufficio Tecnico*, 1.224–1.6)



Figura 1.32: Facciata prima degli interventi (Tratta da: AGUPd, *Ufficio Tecnico*, 1.229-2.1)

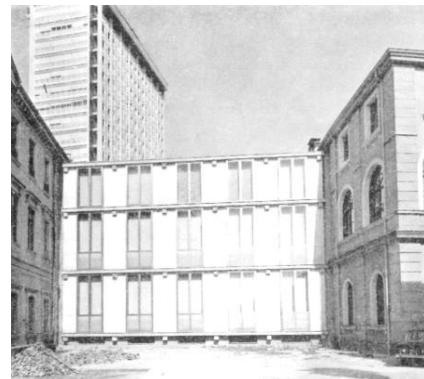


Figura 1.33: Facciata del nuovo corpo (foto d'epoca tratta da: G. Brunetta, *Gli interventi dell'Università di Padova*)

Il museo

Il Museo di Geologia e di Paleontologia nacque dal distacco del nucleo originario del museo vallisneriano⁴⁶. Questa scissione avvenne nel 1869, quando si ebbe la divisione in due della cattedra di Storia Naturale Speciale, in cattedra di Mineralogia e di Geologia e cattedra di Zoologia e Anatomia Comparata. Da tale scissione ne derivò la conseguente divisione delle collezioni. La prima, quella di Mineralogia e Geologia, venne assegnata al prof. Giovanni Omboni; la seconda, invece, rimase nel Palazzo del Bo.

⁴⁶ G. Dal Piaz, *Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia*, cit., p. 27

Poiché le raccolte della collezione di Mineralogia e Geologia erano in grande disordine, il prof. Omboni (1829-1910) cominciò un lungo lavoro di riordino, compilando cataloghi manoscritti dei reperti presenti nel Museo, dalla donazione Vallisneri al 1869, anno in cui fu chiamato a Padova Omboni.

Nel 1892, il Barone Achille De Zigno (1813-1892), illustre paleontologo, morì. Il prof. Omboni, per evitare che la ricca collezione di De Zigno andasse dispersa, decise di acquistare personalmente la sua biblioteca, donando nel 1896, in seguito alla compilazione dei relativi cataloghi (3 volumi e 10818 pezzi), tutta la collezione all'Ateneo.

Nel novembre del 1905 il prof. Giorgio Dal Piaz (1872-1962) prese il posto del prof. Omboni; Dal Piaz continuò ad arricchire le collezioni aggiungendo nuovi reperti. Grazie all'aumento di tali reperti geopaleontologici e delle attività didattiche, sia le collezioni sia l'Istituto di Geologia vennero trasferite, nel 1932, nella nuova sede di palazzo Cavalli, sede questa che era stata appunto della Scuola di Applicazione degli Ingegneri, la quale proprio in quegli anni (nel 1930) si era trasferita nell'attuale sede di Ingegneria, nei fabbricati appositamente costruiti fra via Loredan e via Marzolo. Ci vollero infatti due anni, durante i quali si realizzarono i lavori di ripristino, adattamento e arredo degli edifici, prima di trasportare tutta la collezione: precisamente fu il pittore Botter di Treviso a curare il restauro della parte artistica, mentre l'ingegnere Antonio Tevarotto si concentrò sulla parte costruttiva, di restauro e di adattamento⁴⁷.

Nel periodo compreso tra il 1942-1974, il Prof. Giambattista Dal Piaz (1904-1995) continuò ad arricchire le raccolte geopaleontologiche con nuovi reperti, così come aveva già fatto il padre. Tutti gli esemplari vennero, inoltre, disposti in maniera tale da avere una precisa sistemazione, sistematica, cronologica e geografica⁴⁸.

Tutte queste collezioni erano però esclusiva del laboratorio interno all'Università, visitabili solo dai docenti, studenti e studiosi delle discipline. Solo a partire dal 1974, fino al 1989, il museo venne aperto al pubblico, con possibili visite guidate, apertura consentita grazie a una convenzione tra il Comune di Padova e il direttore Prof. Giuliano Piccoli. In seguito, a causa dei lavori di consolidamento che coinvolsero le fondamenta del cinquecentesco palazzo Cavalli e di restauro degli affreschi seicenteschi delle sale, parte delle collezioni, in particolare quelle degli invertebrati fossili delle Tre Venezie, dovettero essere chiuse al pubblico e immagazzinate.

Negli anni seguenti ulteriori parti del museo vennero ridotte al fine di garantire maggiori spazi alla didattica a causa dell'aumento del numero di studenti iscritti alla Facoltà di Scienze Matematiche, Fisiche e Naturali.

⁴⁷ G. Dal Piaz, *Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia*, cit., pp. 27-29

⁴⁸ L. Puppi, G. Toffanin, *Guida di Padova*, cit., p. 322

La ristrutturazione del Museo di Geologia e Paleontologia di palazzo Cavalli avvenne nel 2010 per opera dell'architetto Giovanna Mar⁴⁹.

Prima dei lavori di ristrutturazione del Palazzo Cavalli, le sale non affrescate, sia al piano terra sia al primo piano, erano utilizzate per la conservazione e l'esposizione dei vari reperti fossili, mentre le sale affrescate non assolvevano a nessuna funzione.

Gli interventi compiuti nei vari spazi dell'edificio furono realizzati nello specifico a causa di alcune problematiche che erano state riscontrate: in primo luogo dubbi rilevanti sulla conservazione dei reperti, dovuti a condizioni termoigrometriche non idonee e all'eccessiva esposizione ai raggi UV che producevano il manifestarsi di fenomeni di piritizzazione; ridotta fruibilità da parte dei visitatori per questioni legate all'illuminazione e alla riflessione da ricondurre al tipo di bacheche usate per la conservazione dei reperti; livelli di sicurezza inadeguati per gli addetti alla manutenzione e pulizia nella Sala delle Palme (Figura 1.34) per la difficoltosa movimentazione delle ante delle teche; infine, presenza di teche rese fragili dai serramenti in legno e dalle singole lastre di vetro di grandi dimensioni che riducevano i livelli di sicurezza per i visitatori.

Gli interventi compiuti si legavano, d'altro canto, a realizzare il Museo della Scienza di Palazzo Cavalli, promosso dall'Ateneo di Padova e rientrante nel cosiddetto Polo Museale sviluppato in un'area urbana cittadina, inclusa tra il centro storico e il canale Piovego, sito a nord. È, infatti, in quest'area che è possibile visitare una serie di musei di grande rilevanza, quali il Centro Culturale San Gaetano, nel quale vengono per lo più ospitate esposizioni temporanee, il polo museale di Palazzo Zuckermann, direttamente collegato al complesso studiato, nel quale si mettono in mostra opere legate alle arti applicate e decorative, e il Museo Bottacin, dove è possibile osservare monete e medaglie.

Gli obiettivi perseguiti per la ristrutturazione dell'ala museale di Palazzo Cavalli sono duplici: «operare in modo "silenzioso", dando cioè vita a interventi impiantistici integrati nell'architettura, nel massimo rispetto delle strutture storiche esistenti e nella piena reversibilità del loro inserimento» e «rendere vero protagonista "il reperto"»⁵⁰.

⁴⁹ <http://europaconcorsi.com/projects/143676-Ristrutturazione-del-Museo-di-Geologia-e-Paleontologia-di-Palazzo-Cavalli-Padova>, consultato nel settembre 2013

⁵⁰ Ibid.



Figura 1.34: Sala delle Palme⁵¹



Figura 1.35: Sala dei Vertebrati

Attualmente lavori di sistemazione e ristrutturazione per adattare gran parte del complesso a scopi museali si stanno svolgendo nel corpo dell'ex Casa Fontana (denominata successivamente nella presente trattazione come corpo D), rendendo, in tal modo l'intero manufatto destinato a spazi museali (Geologia, Paleontologia e Mineralogia) e didattici (aule universitarie).

Da sottolineare il fatto che nel corso dei secoli e degli ultimi decenni, gli interventi compiuti hanno conservato in parte i materiali e le strutture preesistenti e in parte le hanno completamente sostituite con materiali e tipologie differenti, integrandoli anche tra loro e andando a creare un aggregato di edifici connessi gli uni agli altri; aspetti questi che saranno ripresi nei capitoli successivi con maggior dettaglio.

⁵¹ <http://europaconcorsi.com/projects/143676-Ristrutturazione-del-Museo-di-Geologia-e-Paleontologia-di-Palazzo-Cavalli-Padova>, consultato nel settembre 2013

Appendice:

Schedatura del materiale storico

Bibliografia a stampa.....	37
<i>Monografia</i>	37
<i>Articolo in rivista</i>	43
Materiale fotografico.....	45
Materiale iconografico.....	69

Monografie

Scheda n°:	1
Autore:	Pio Chicchi
Titolo:	<i>Il Palazzo ex-Contarini (già r. Dogana) e la R. Scuola di applicazione degli ingegneri: promemoria e progetto di restauro</i>
Luogo di edizione:	Padova
Editore:	Stabilimento Tipografico Ditta L. Penada
Anno di edizione:	1892
Fonte:	Primaria
Riassunto:	Il testo inizia con una prefazione scritta dall'allora rettore dell'Università di Padova il Prof. Carlo Ferraris, il quale spiega le ragioni della necessità dell'intervento: il crescente numero di allievi e l'insufficienza della precedente sede della Scuola di Applicazione per Ingegneri ad adempiere alle sue funzioni. Successivamente è lo stesso Pio Chicchi che descrive il progetto spiegando il perché di alcune scelte nella disposizione delle aule e degli uffici e le modalità e i costi dell'intervento, soffermandosi in particolare sui materiali che si sarebbero potuti riutilizzare dalla demolizione dei precedenti corpi di fabbrica. Il capitolo successivo tratta del progetto di sistemazione del piazzale esterno ad opera dell'ing. Giovanni Zambler. Alla fine sono riportati degli estratti delle tavole progettuali elaborate da Chicchi.
Valutazione delle informazioni:	Il libro è stata un'utilissima fonte di prima mano per meglio capire l'intervento effettuato sul complesso di edifici a fine Ottocento, dando informazioni, quali quelle sul recupero di materiali dagli edifici precedenti, altrimenti irreperibili altrove.

Scheda n°:	2
Autore:	Giordano Tomasatti
Titolo:	<i>Notizie sui lavori edilizi universitari, date dal professore G. Tomasatti</i>
Luogo di edizione:	Padova
Editore:	Tipografia G. B. Randi
Anno di edizione:	1908
Fonte:	Primaria
Riassunto:	Il testo opera del progettista stesso (G. Tomasatti) illustra i lavori di ampliamento avvenuti nel 1905. Sebbene la scuola fosse stata costruita solamente dieci anni prima si rivelò quasi da subito inadeguata per la rapida evoluzione subita dall'ingegneria in quegli anni a seguito dell'introduzione del cemento armato. Si decise per l'ampliamento del complesso acquistando un'abitazione privata collocata a sud per realizzarvi al suo posto le nuove aule per l'insegnamento. Il resoconto dei lavori termina con l'elenco dei costi affrontati e la comunicazione dell'avvenuto collaudo del nuovo edificio.
Valutazione delle informazioni:	Il libro si rivela essere l'unica fonte che descrive la genesi del corpo sul lato sud. Dal testo si ricavano utili informazioni riguardanti i materiali e le tecniche costruttive adoperate per la realizzazione delle fondazioni, delle murature, dei solai e della coperture.

Scheda n°:	3
Autore:	G. Brunetta
Titolo:	<i>Relazione a corredo del progetto di sistemazione degli Istituti di Mineralogia e Geologia</i>
Luogo di edizione:	Padova
Editore:	-
Anno di edizione:	1963
Fonte:	Primaria
Riassunto:	La relazione descrive l'intervento di ampliamento avvenuto nel 1963. Il complesso di edifici che ospitava le sedi di mineralogia e geologia era divenuto inadeguato alle nuove esigenze degli insegnamenti; si decise dunque di ampliare i due corpi di fabbrica ai lati del palazzo Cavalli innalzandoli di un piano e di costruire un nuovo corpo di fabbrica.
Valutazione delle informazioni:	La relazione e le tavole ad essa collegate sono la principale fonte di informazioni sui lavori di ampliamento e restauro del 1963.

Scheda n°:	4
Autore:	G. Brunetta
Titolo:	<i>Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici</i>
Luogo di edizione:	Padova
Editore:	Tipografia Editrice «La Garangola»
Anno di edizione:	1966
Fonte:	Secondaria
Riassunto:	Il libro raccoglie vari esempi di interventi su edifici in possesso dell'Università di Padova, tra questi il complesso di palazzo Cavalli. Vengono ripercorse la storia e le evoluzioni subite dagli edifici, dalla costruzione del palazzo storico fino agli ultimi lavori del 1963.
Valutazione delle informazioni:	Il libro pur non fornendo alcuna nuova informazione risulta utile poiché fornisce un quadro generale ed essenziale sull'evoluzione del complesso.

Scheda n°:	5
Autore:	a cura di L. Gaudenzio
Titolo:	<i>Pianta di Padova di Giovanni Valle 1784</i>
Luogo di edizione:	Padova
Editore:	Tipografia Editrice «La Garangola»
Anno di edizione:	1968
Fonte:	Compilativa
Riassunto:	Il libro consiste in una raccolta di tavole estratte dalla pianta di Padova del Valle del 1784.
Valutazione delle informazioni:	Il libro consente di avere a disposizione per la consultazione la pianta del Valle utile per ricostruire l'evoluzione storica di palazzo Cavalli.

Scheda n°:	6
Autore:	C. Aymonino, M. Brusantin, G. Fabbri, M. Lena, P. Lovero, S. Lucianetti, A. Rossi
Titolo:	<i>La città di Padova. Saggio di analisi urbana</i>
Luogo di edizione:	Roma
Editore:	Officina Edizioni
Anno di edizione:	1970
Fonte:	Critica
Riassunto:	-
Valutazione delle informazioni:	Nel testo è presente un'immagine che raffigura tra l'altro il tracciato del corso aperto a fine Ottocento ai lati del complesso.

Scheda n°:	7
Autore:	G. Dal Piaz
Titolo:	<i>Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia</i>
Luogo di edizione:	Padova
Editore:	Società Cooperativa Tipografica
Anno di edizione:	1971
Fonte:	Secondaria
Riassunto:	Lo scopo del libro è quello di illustrare la collezione di reperti del Museo di Geologia e Paleontologia, un capitolo tuttavia è dedicato alla sede del museo, cioè palazzo Cavalli. Viene ripercorsa brevemente la storia del complesso e vengono riportate alcune informazioni sulle qualità artistiche degli ambienti del palazzo storico.
Valutazione delle informazioni:	Il testo tratta marginalmente dell'aspetto architettonico del palazzo non essendo questa la sua finalità, tuttavia riporta informazioni utili sulle decorazioni delle sale e sul cambio di destinazione da scuola per ingegneri a museo.

Scheda n°:	8
Autore:	a cura di I. Pavanello
Titolo:	<i>I catasti storici di Padova 1810-1889</i>
Luogo di edizione:	Roma
Editore:	Officina Edizioni
Anno di edizione:	1976
Fonte:	Compilativa
Riassunto:	Il libro raccoglie tavole estratte dai vari catasti storici dell'Ottocento riguardanti l'area di Padova.
Valutazione delle informazioni:	Il libro consente di avere a disposizione i catasti storici di Padova utili per ricostruire l'evoluzione storica di palazzo Cavalli.

Scheda n°:	9
Autore:	a cura di L. Puppi, F. Zuliani
Titolo:	<i>Padova. Case e palazzi</i>
Luogo di edizione:	Vicenza
Editore:	Neri Pozza Editore
Anno di edizione:	1977
Fonte:	Critica
Riassunto:	Il libro si presenta come un itinerario tra storiche case e palazzi di Padova. Un capitolo è dedicato a palazzo Cavalli dove ne vengono descritti i cicli pittorici affrescati sulle pareti.
Valutazione delle informazioni:	Il testo pur riportando alcune notizie storiche non da alcun nuovo contributo a quanto già noto.

Scheda n°:	10
Autore:	A. Favaro
Titolo:	<i>I cento anni della scuola per gli ingegneri dell'Università di Padova 1976-1976</i>
Luogo di edizione:	Dolo
Editore:	Officine dell'Istituto Tipografico Editoriale
Anno di edizione:	1978
Fonte:	Secondaria
Riassunto:	Il testo ripercorre la storia della Scuola di Applicazione per Ingegneri, parte della narrazione tratta delle sedi che si sono susseguite negli anni tra cui anche il complesso Cavalli.
Valutazione delle informazioni:	Il libro contiene molto materiale ripreso da altri testi, ma anche alcune informazioni nuove che tuttavia non sono fondamentali per le finalità dello studio.

Scheda n°:	11
Autore:	L. Puppi, M. Universo
Titolo:	<i>Padova. Le città nella storia d'Italia</i>
Luogo di edizione:	Bari
Editore:	Editori Laterza
Anno di edizione:	1982
Fonte:	Compilativa
Riassunto:	Il libro non tratta espressamente di palazzo Cavalli, tuttavia raccoglie alcune carte storiche e vedute riguardanti l'area dell'arena in cui è possibile scorgere il palazzo.
Valutazione delle informazioni:	Il testo consente di visionare alcune carte storiche utili per ricostruire l'evoluzione storica di palazzo Cavalli.

Scheda n°:	12
Autore:	L. Puppi, G. Toffanin
Titolo:	<i>Guida di Padova. Arte e storia tra vie e piazze</i>
Luogo di edizione:	Trieste
Editore:	Edizioni Lint
Anno di edizione:	1983
Fonte:	Compilativa
Riassunto:	Il volume si presenta come un itinerario tra le vie di Padova alla scoperta dei luoghi di interessi, noti e meno noti, un paragrafo è dedicato a palazzo Cavalli. Ne è descritta brevemente la storia e sono presentati i cicli di affreschi che lo decorano.
Valutazione delle informazioni:	La maggior parte delle informazioni è ripresa da altri testi già consultati, i pochi dati nuovi risultano inoltre di secondaria importanza.

Scheda n°:	13
Autore:	C. Semenzato
Titolo:	<i>Vecchia Padova. La memoria di una città</i>
Luogo di edizione:	Padova
Editore:	Cierre Edizioni
Anno di edizione:	1986
Fonte:	Compilativa
Riassunto:	-
Valutazione delle informazioni:	Il libro non parla espressamente del palazzo Cavalli, si presenta come una raccolta di fotografie storiche della città di Padova, tra queste una raffigura l'aspetto del palazzo a fine Ottocento.

Scheda n°:	14
Autore:	a cura di E. Bevilacqua e L. Puppi
Titolo:	<i>Padova. Il volto della città. Dalla pianta del Valle al fotopiano</i>
Luogo di edizione:	Padova
Editore:	Editoriale Programma
Anno di edizione:	1987
Fonte:	Compilativa
Riassunto:	Il libro racconta l'evoluzione di Padova attraverso una serie di piante storiche della città.
Valutazione delle informazioni:	Il volume consente di avere a disposizione una serie di piante storiche di Padova utili per ricostruire l'evoluzione storica di palazzo Cavalli.

Scheda n°:	15
Autore:	S. Ghironi
Titolo:	<i>Padova – Piante e vedute 1449-1865</i>
Luogo di edizione:	Padova
Editore:	Panda Edizioni
Anno di edizione:	1987
Fonte:	Compilativa
Riassunto:	Il libro raccoglie una serie di piante e di vedute della città di Padova, in alcune è possibile distinguere palazzo Cavalli.
Valutazione delle informazioni:	Consente di avere a disposizione una serie di piante storiche e di vedute di Padova utili per ricostruire l'evoluzione storica di palazzo Cavalli.

Scheda n°:	16
Autore:	G. B. Alvarez
Titolo:	<i>Architettura a Padova</i>
Luogo di edizione:	Padova
Editore:	Il Poligrafo
Anno di edizione:	1999
Fonte:	Critica
Riassunto:	Il libro è un itinerario nella storia dell'arte di Padova, tra le varie opere è presentato anche palazzo Cavalli.
Valutazione delle informazioni:	Il testo raccoglie molte informazioni sui caratteri architettonici e sui cicli pittorici del palazzo, tuttavia la maggior parte di queste risultano già note o di scarsa importanza.

Scheda n°:	17
Autore:	F. Fantini D'Onofrio
Titolo:	<i>La città di Padova nel suo Catasto storico (1815-1873)</i>
Luogo di edizione:	Treviso
Editore:	Canova Edizioni
Anno di edizione:	2012
Fonte:	Compilativa
Riassunto:	Il libro è una raccolta di tavole tratte dai catasti Ottocenteschi di Padova.
Valutazione delle informazioni:	Il volume consente di avere a disposizione i catasti storici di Padova utili per ricostruire l'evoluzione storica di palazzo Cavalli, rispetto a quelli già visionati nel libro <i>"I catasti storici di Padova 1810-1889"</i> le immagini risultano essere di migliore qualità.

Articolo in rivista

Scheda n°:	1
Titolo saggio:	<i>Il Palazzo Cavalli a porte Contarine in Padova</i>
Titolo periodico:	in «Atti e Memorie della R. Accademia di Scienze Lettere e Arti in Padova»
Volume:	X
Anno:	1893-94
N° fascicolo:	Dispensa III
Pagine del saggio:	217 - 231
Riassunto:	Edoardo Vecchiato racconta nel presente saggio la storia e le vicende che sono avvenute nel palazzo. Basandosi su documentazione storica, nella parte iniziale del saggio delinea la storia del edificio, l'origine del nome palazzo Cavalli, l'architettura, gli affreschi ivi contenuti e i cambi di destinazione d'uso e di proprietà fino a fine ottocento. Nella seconda parte, invece, traccia le vicende negative che hanno sconvolto gli ambienti del fabbricato.
Valutazione delle informazioni:	Di rilievo risultano essere le informazioni contenute nella parte iniziale del saggio in quanto consente di far chiarezza sulla località in cui si colloca il palazzo, l'origine del nome, i proprietari, l'architettura (anche se in questo caso fornisce opinioni d'altri autori) e gli affreschi. Di minor rilevanza, è, al contrario, la narrazione delle vicende di cronaca nera.

Scheda n°:	2
Titolo saggio:	<i>La Nuova Sede della Scuola di Applicazione per gli Ingegneri in Padova</i>
Titolo periodico:	in «L'edilizia moderna: periodico mensile di architettura pratica e costruzione»
Volume:	IX
Anno:	1900
N° fascicolo:	IX
Pagine del saggio:	68 - 72
Riassunto:	L'articolo scritto successivamente all'ultimazione dei lavori del 1893 da una presentazione del nuovo edificio. In parte sono riprese informazioni già fornite da Pio Chicchi nel suo libro, tuttavia vengono approfonditi alcune questioni utili a capire maggiormente alcune scelte progettuali, quali ad esempio il tipo di solai o di coperture realizzati. Sono riportati anche i nomi di alcune imprese che hanno partecipato ai lavori ed è data notizia dell'esecuzione del collaudo statico sui nuovi edifici.
Valutazione delle informazioni:	L'articolo pur riprendendo informazioni già note, in molti casi le approfondisce e le integra dando così un quadro completo sui lavori eseguiti nel 1893.

Scheda n°:	3
Titolo saggio:	<i>Il Palazzo Cavalli a porte Contarine. Lettera al Direttore de "Il Veneto"</i>
Titolo periodico:	in «Il Veneto»
Volume:	XIII
Anno:	1935
N° fascicolo:	-
Pagine del saggio:	3
Riassunto:	L'articolo è una precisazione riguardante un precedente articolo pubblicato nella stessa rivista in cui si parla del Palazzo Cavalli. Il particolare l'autore, rimasto anonimo, sottolinea che il palazzo, il quale dopo il restauro diventerà sede dell'Istituto universitario di Geologia e il museo annesso, non è ex Contarini ma ex Cavalli. In aggiunta ricorda l'importanza dello scritto di Edoardo Vecchiato, <i>Il Palazzo Cavalli a Porte Contarine in Padova</i> , dove ricorda le vicende dell'omicidio di Vittoria Accoramboni avvenute nell'edificio.
Valutazione delle informazioni:	L'articolo non ha nessuna rilevanza ai fini dello studio e dell'individuazione di informazioni riguardanti l'evoluzione dell'edificio e la sua struttura.

Materiale Fotografico

Scheda n°:	1
Titolo:	<i>All'altezza di Palazzo Cavalli si sta preparando il nuovo rettilo per la stazione</i>
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Seconda metà dell'Ottocento [presunto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista del palazzo Cavalli dall'altra sponda del Piovego
Bibliografia:	C. Semenzato, <i>Vecchia Padova. La memoria di una città</i> , Padova, Cierre Edizioni - Editoriale Programma, 1986, p. 114



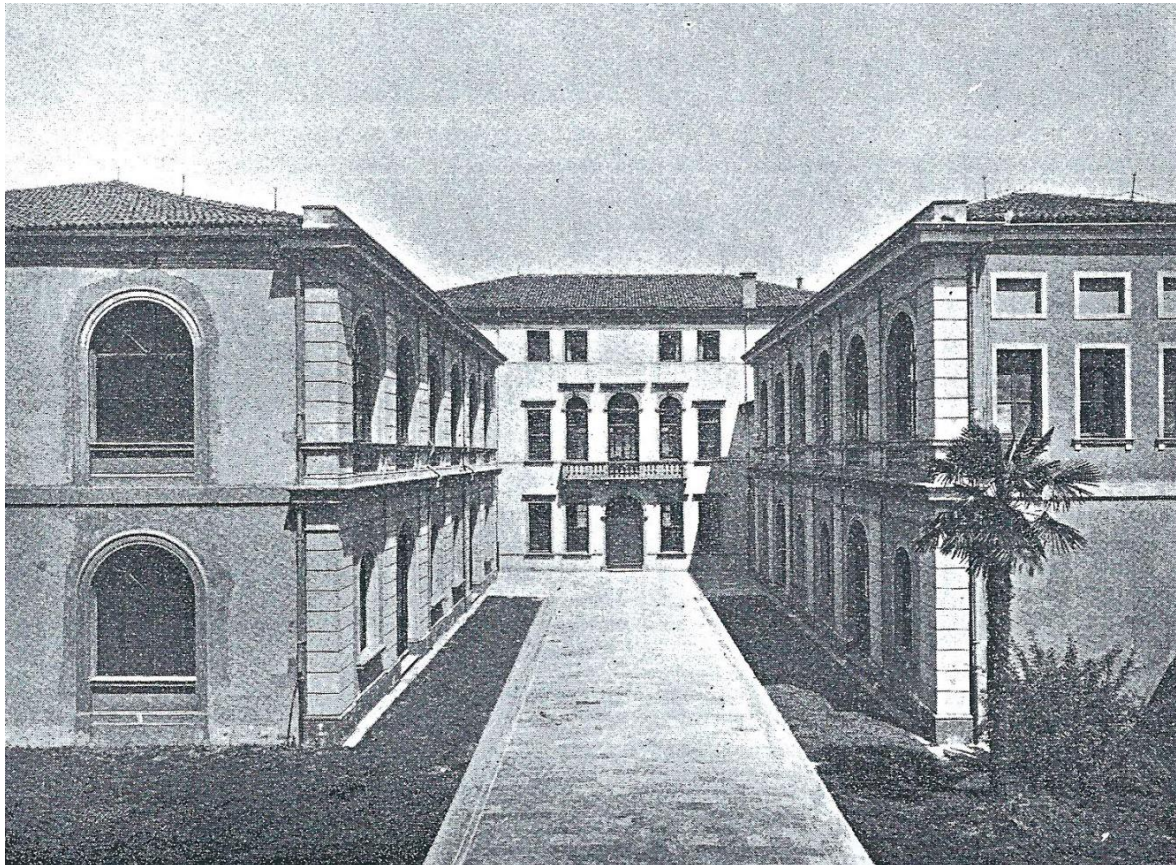
Scheda n°:	2
Titolo:	<i>Il prospetto del palazzo Cavalli</i>
Autore:	Giordano Tomasatti
Anno:	Inizio del Novecento [presunto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista del fronte di palazzo Cavalli ad inizio Novecento
Bibliografia:	A. Favaro, Università degli studi di Padova, <i>I cento anni della scuola per gli ingegneri dell'Università di Padova 1976-1976</i> , Dolo (Ve), Officine dell'Istituto Tipografico Editoriale, 1978, p. 83



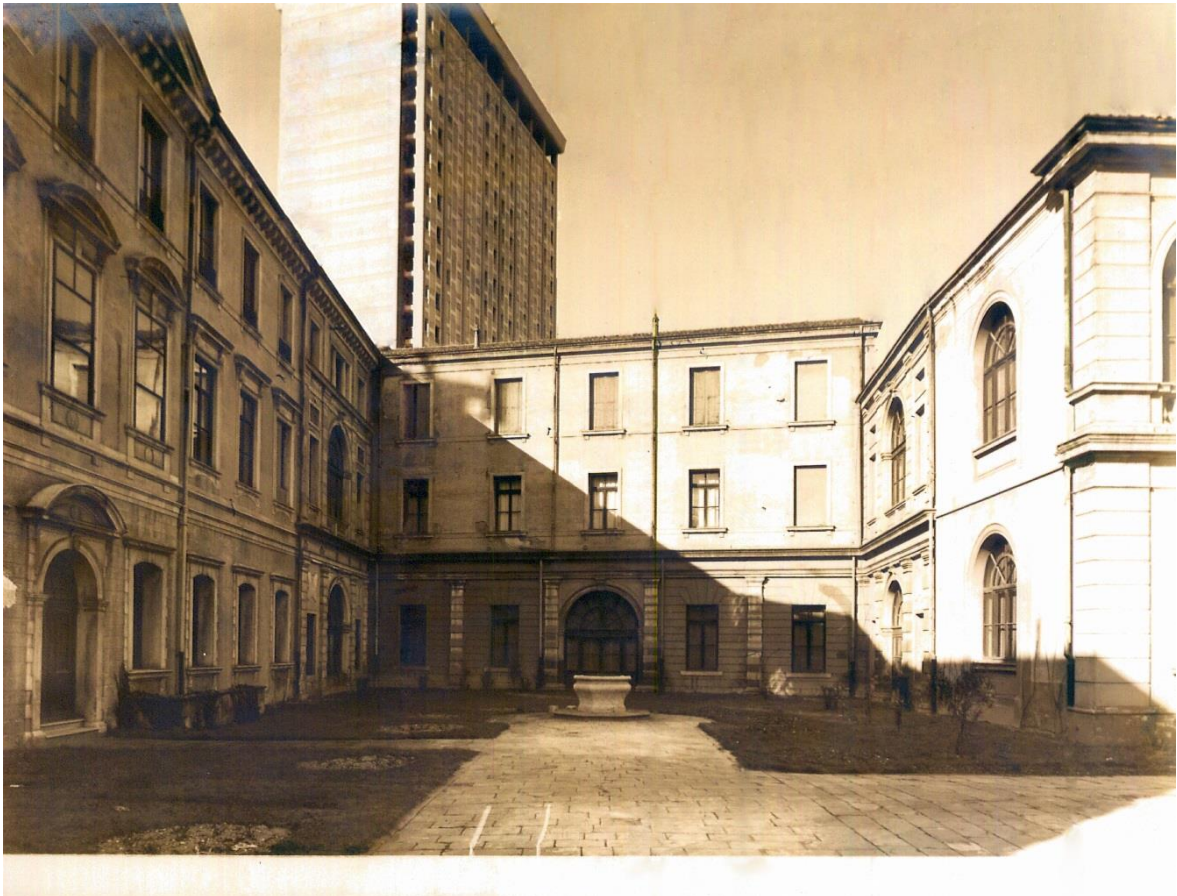
Scheda n°:	3
Titolo:	<i>Il "cortile d'onore" interno prima delle ultime sopraelevazioni dei corpi laterali</i>
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Inizio del Novecento [presunto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Altra vista del palazzo Cavalli dal cortile d'onore antecedente ai lavori del 1964
Bibliografia:	G. Brunetta, <i>Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici</i> , Padova, Tipografia Editrice «La Garangola», 1966, p. 143



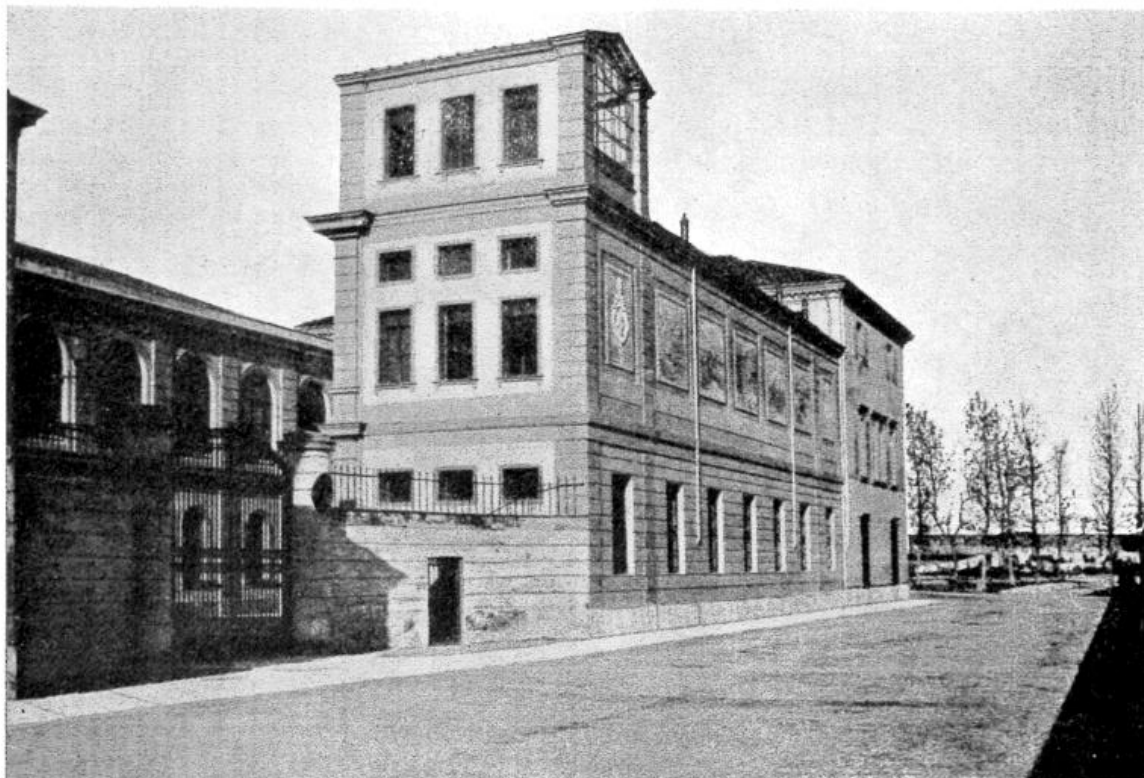
Scheda n°:	4
Titolo:	<i>Cortile dell'Istituto</i>
Autore:	Danesin
Anno:	Inizio del Novecento [presunto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista del palazzo Cavalli dal cortile d'onore antecedente ai lavori del 1964
Bibliografia:	G. Dal Piaz, <i>Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia</i> , Padova, Società Cooperativa Tipografica, 1971, p. 38



Scheda n°:	5
Titolo:	[Fotografia 5 - Cortile d'onore]
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Fine anni '50 [presunto]
Formato [mm]:	230,3x176,0
Soggetto:	Vista del cortile d'onore antecedente ai lavori di demolizione e ricostruzione del 1964
Archivio:	AGUPd - 1.229-2.1



Scheda n°:	6
Titolo:	<i>La facciata sul nuovo Corso del Popolo della sede alle Porte Contarine</i>
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1920 circa [presunto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista del lato Est del complesso
Bibliografia:	A. Favaro, Università degli studi di Padova, <i>I cento anni della scuola per gli ingegneri dell'Università di Padova 1976-1976</i> , Dolo (Ve), Officine dell'Istituto Tipografico Editoriale, 1978, p. 88



La facciata sul nuovo Corso del Popolo della sede alle Porte Contarine.

Scheda n°:	7
Titolo:	<i>Palazzo Cavalli</i>
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Prima metà del Novecento [presunto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista del fronte e del lato est di Palazzo Cavalli
Bibliografia:	L. Puppi, G. Toffanin, <i>Guida di Padova. Arte e storia tra vie e piazze</i> , Trieste, Edizioni Lint, 1983, p. 319



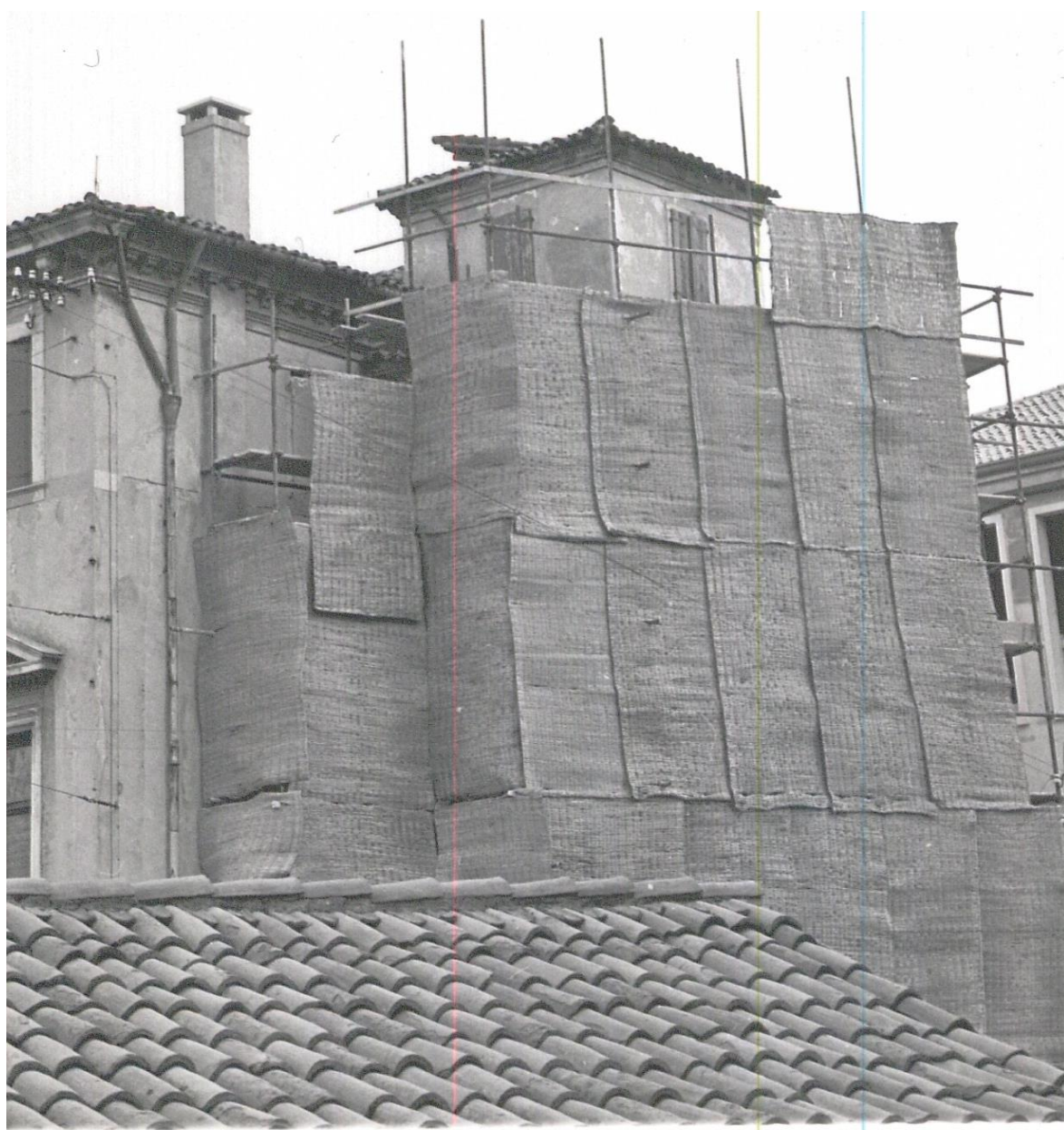
Scheda n°:	8
Titolo:	<i>Palazzo Cavalli ora Museo di Geologia alle porte Contarine</i>
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Prima metà del Novecento [presunto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista frontale di palazzo Cavalli
Bibliografia:	L. Puppi, F. Zuliani (a cura di), <i>Padova. Case e palazzi</i> , Vicenza, Neri Pozza Editore, 1977, p. 172 G. B. Alvarez, <i>Architettura a Padova</i> , Padova, Il Poligrafo, 1999, figura n. 232



Scheda n°:	9
Titolo:	[Fotografia 1 - Palazzo Cavalli]
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Prima metà del Novecento [presunto]
Formato [mm]:	182,4x246,9
Soggetto:	Vista dei lavori di risistemazione della torretta scale sul lato Ovest di Palazzo Cavalli
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-4.1



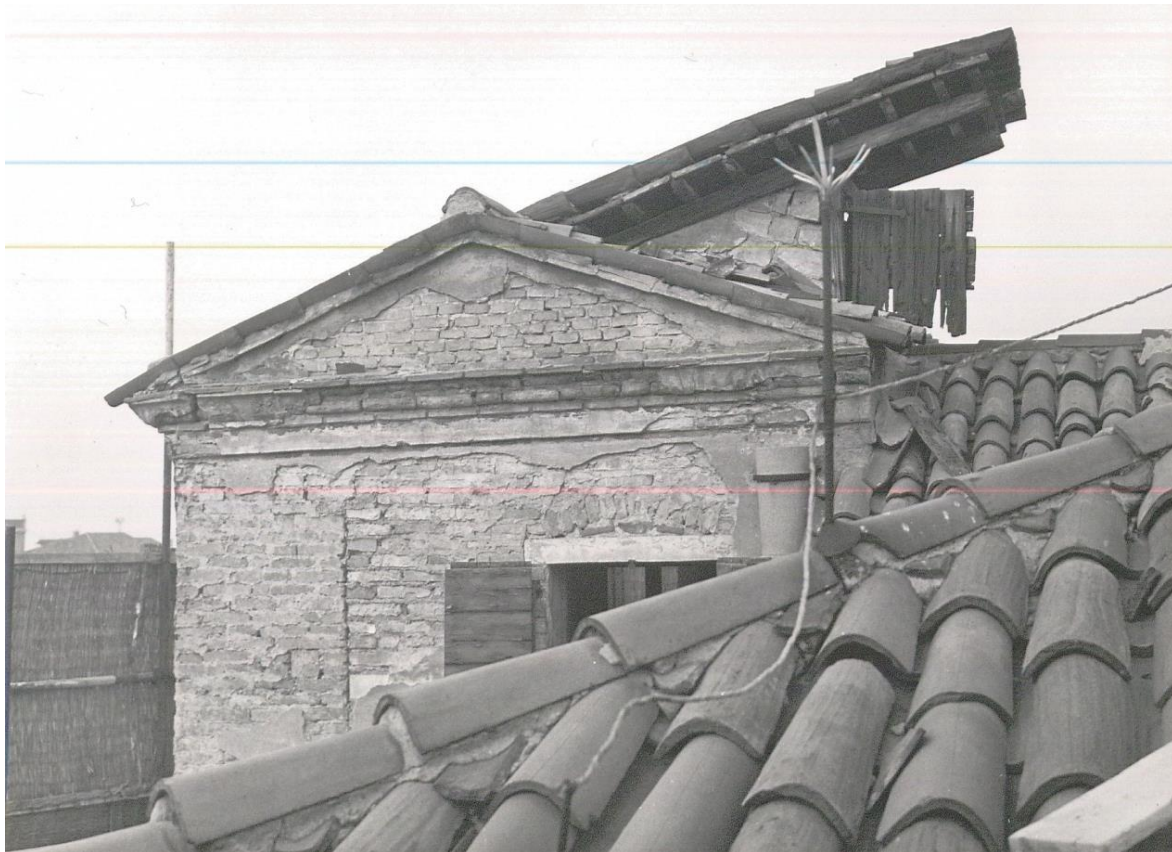
Scheda n°:	10
Titolo:	[Fotografia 2 - Palazzo Cavalli]
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Prima metà del Novecento [presunto]
Formato [mm]:	186,9x247,9
Soggetto:	Altra vista dei lavori di risistemazione della torretta scale sul lato Ovest di Palazzo Cavalli
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-4.2



Scheda n°:	11
Titolo:	[Fotografia 3 - Palazzo Cavalli]
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Prima metà del Novecento [presunto]
Formato [mm]:	191,5x250,4
Soggetto:	Vista dal basso dei lavori di risistemazione della torretta scale sul lato Ovest di Palazzo Cavalli
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-4.3



Scheda n°:	12
Titolo:	[Fotografia 4 - Palazzo Cavalli]
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Prima metà del Novecento [presunto]
Formato [mm]:	250,4x231,1
Soggetto:	Vista della sommità della torretta scale sul lato Ovest di Palazzo Cavalli
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-4.4



Scheda n°:	13
Titolo:	<i>Il fianco del palazzo Cavalli, com'era</i>
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Prima metà del Novecento [presunto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista del palazzo Cavalli dal fianco Ovest, antecedente ai lavori del 1964
Bibliografia:	G. Brunetta, <i>Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici</i> , Padova, Tipografia Editrice «La Garangola», 1966, p. 147



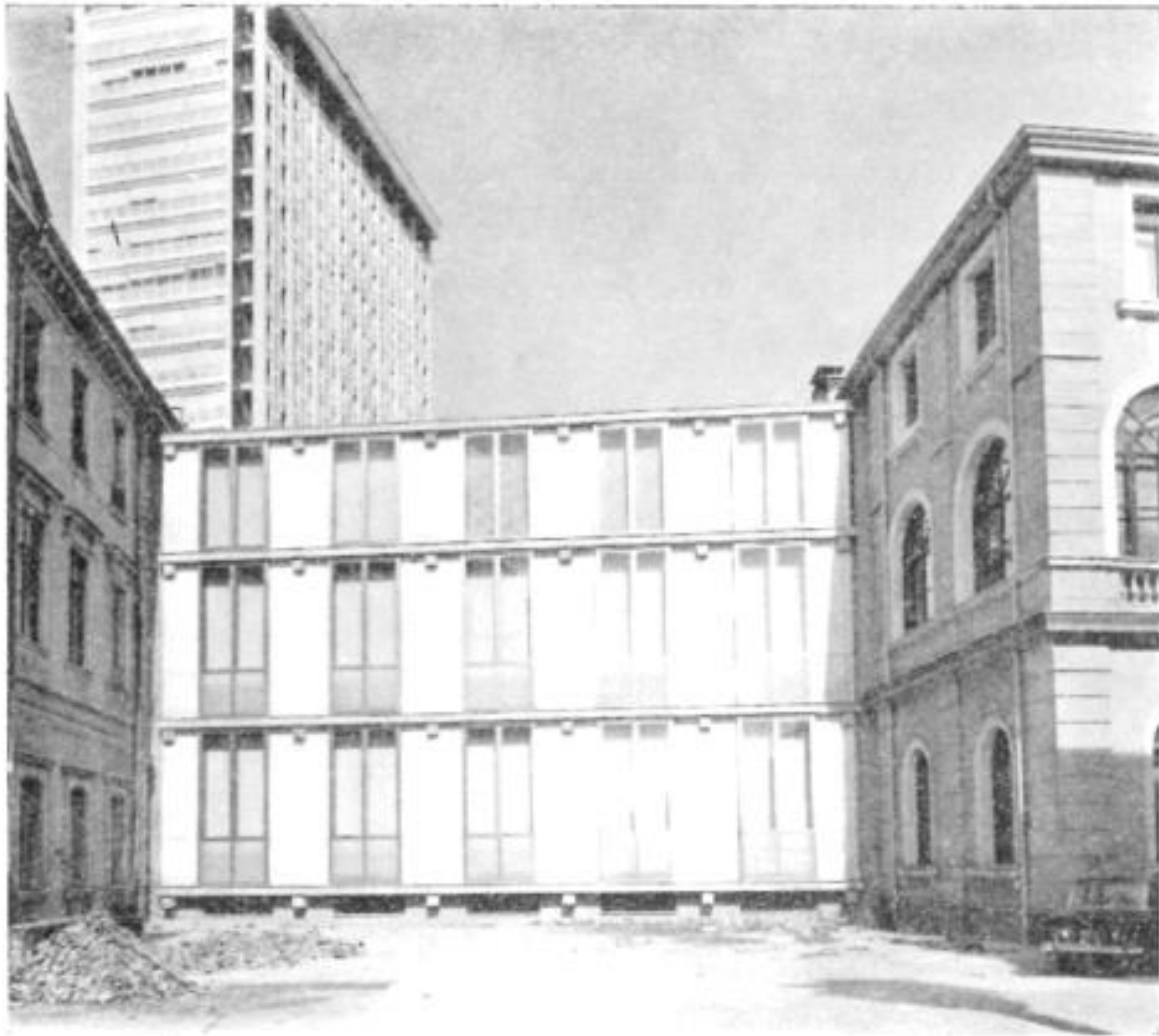
Scheda n°:	14
Titolo:	<i>Lo stesso cortile nello stato attuale</i>
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1965 circa [presunto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista del palazzo Cavalli dal cortile d'onore successiva ai lavori del 1964
Bibliografia:	G. Brunetta, <i>Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici</i> , Padova, Tipografia Editrice «La Garangola», 1966, p. 143



Scheda n°:	15
Titolo:	<i>Il complesso edilizio del Palazzo Cavalli e annessi dopo gli ultimi lavori</i>
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1965 circa [presunto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista del palazzo Cavalli dal fianco Ovest, successiva ai lavori del 1964
Bibliografia:	G. Brunetta, <i>Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici</i> , Padova, Tipografia Editrice «La Garangola», 1966, p. 147



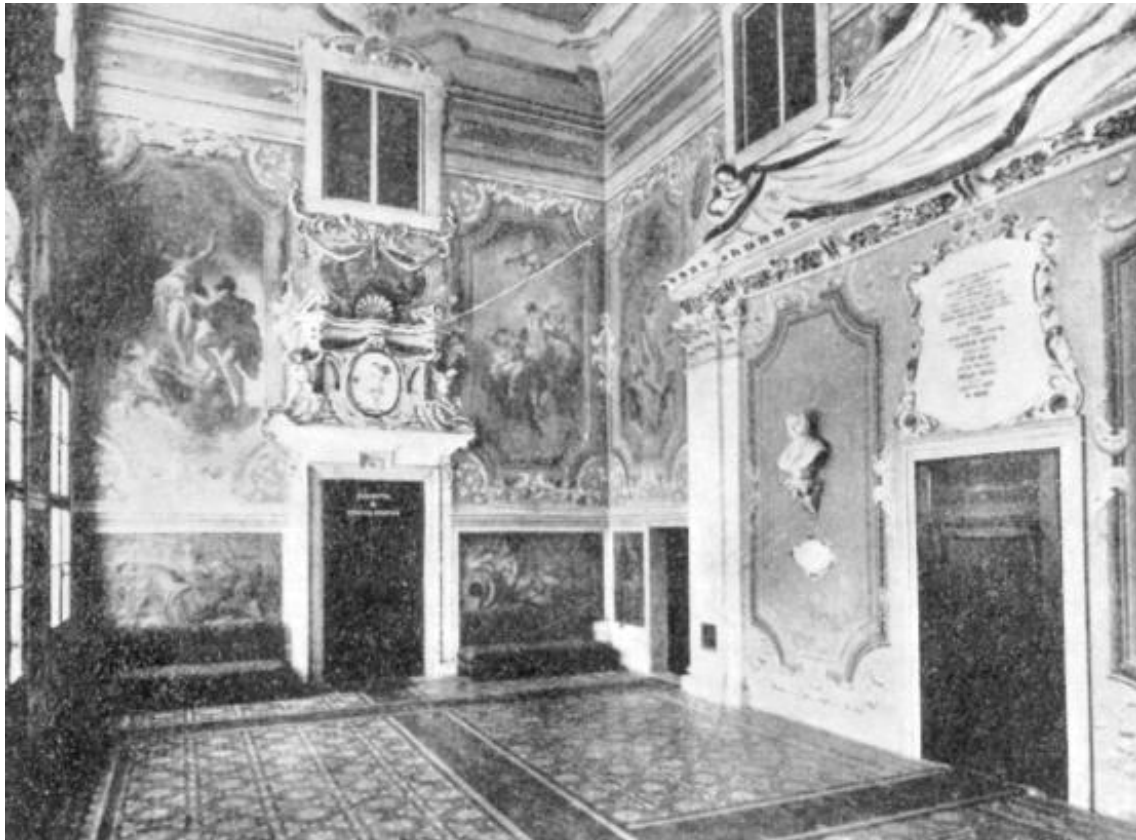
Scheda n°:	16
Titolo:	<i>Il moderno "inserto" dal corso del Popolo</i>
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1965 [presunto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista del nuovo edificio costruito nel 1964
Bibliografia:	G. Brunetta, <i>Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici</i> , Padova, Tipografia Editrice «La Garangola», 1966, p. 147



Scheda n°:	17
Titolo:	<i>Il salone rococò del palazzo</i>
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	[sconosciuto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista dello scalone nobile del palazzo
Bibliografia:	G. Brunetta, <i>Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici</i> , Padova, Tipografia Editrice «La Garangola», 1966, p. 140



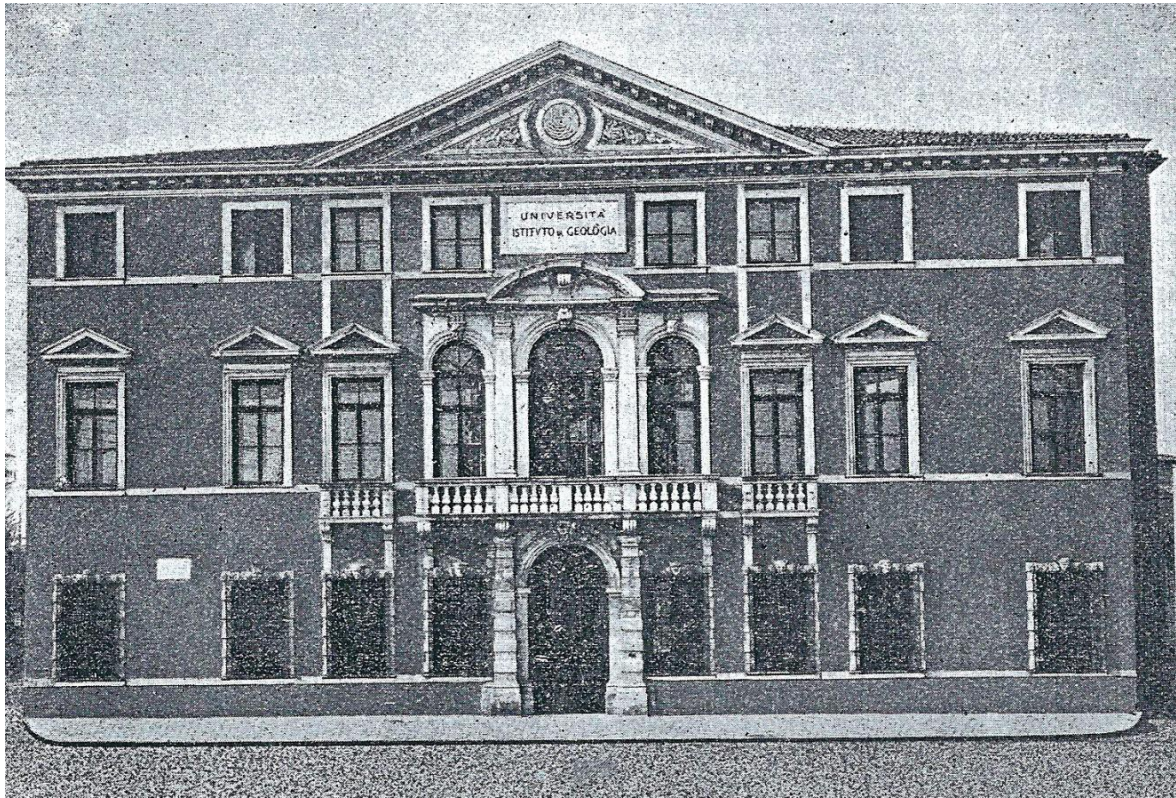
Scheda n°:	18
Titolo:	<i>Il grande salone al primo piano con i famosi affreschi del Dorogny</i>
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	[sconosciuto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista dello salone a doppia altezza
Bibliografia:	G. Brunetta, <i>Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici</i> , Padova, Tipografia Editrice «La Garangola», 1966, p. 140



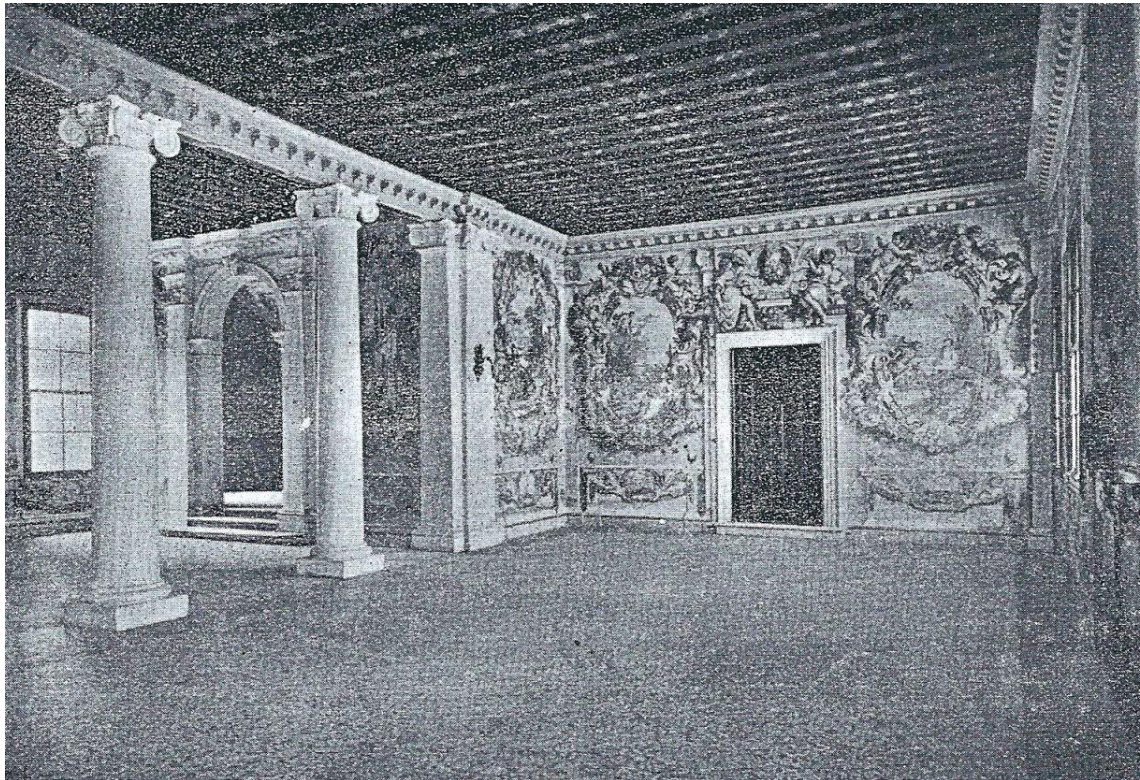
Scheda n°:	19
Titolo:	<i>Un piccolo gioiello ignorato: la scala a chiocciola con la ringhiera in ferro battuto</i>
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	[sconosciuto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista dall'alto della scaletta a chiocciola contenuta nella torre laterale
Bibliografia:	G. Brunetta, <i>Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici</i> , Padova, Tipografia Editrice «La Garangola», 1966, p. 145



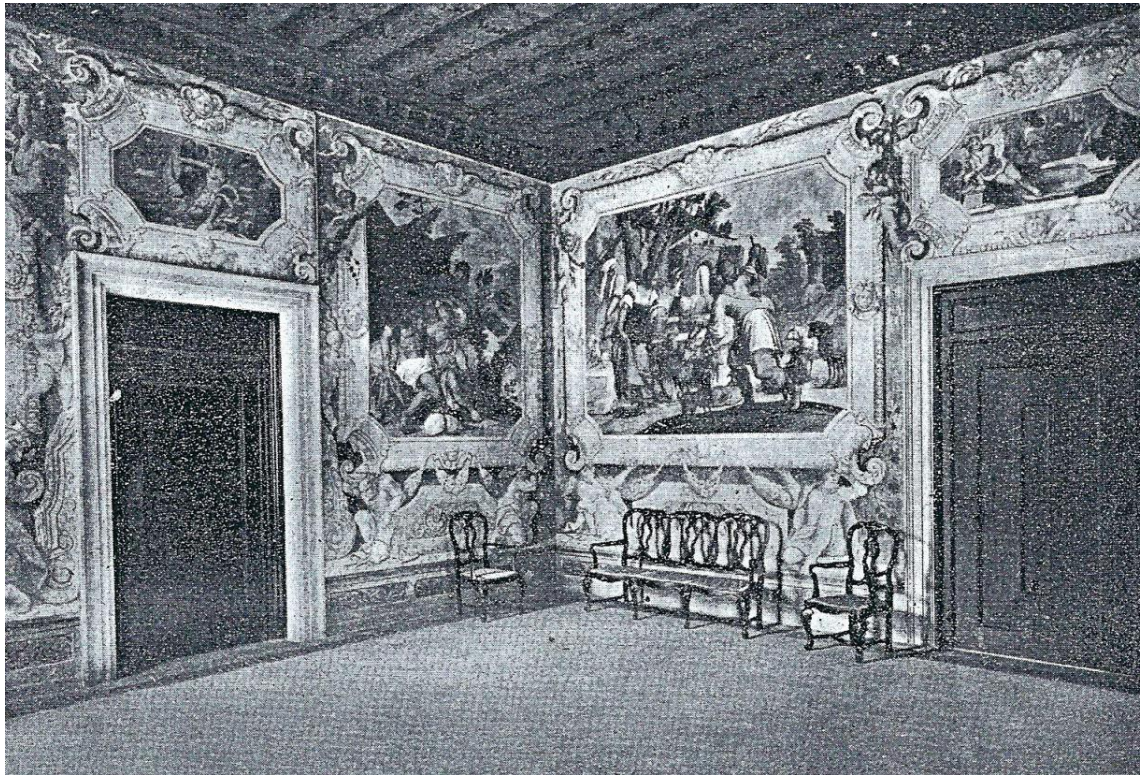
Scheda n°:	20
Titolo:	<i>Facciata del Palazzo Cavalli, sede dell'Istituto di Geologia</i>
Autore:	Danesin
Anno:	[sconosciuto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista frontale del palazzo Cavalli
Bibliografia:	G. Dal Piaz, <i>Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia</i> , Padova, Società Cooperativa Tipografica, 1971, p. 29



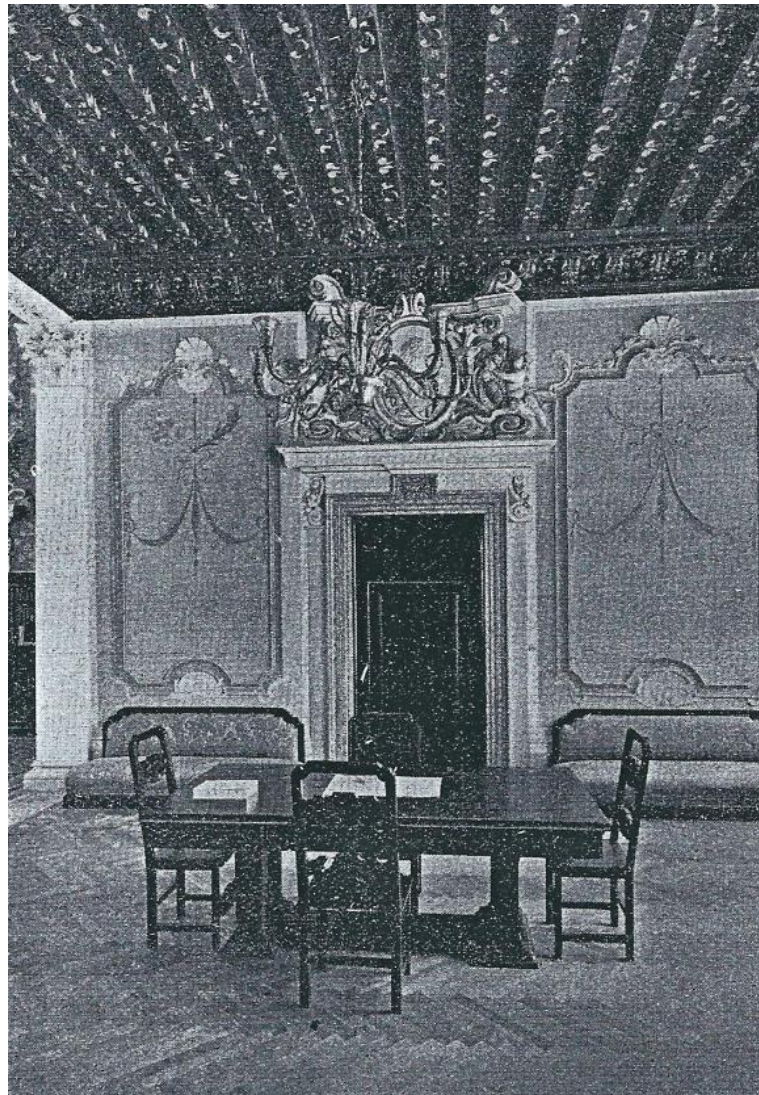
Scheda n°:	21
Titolo:	<i>Atrio dell'Istituto di Geologia</i>
Autore:	Pezzini
Anno:	[sconosciuto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista dell'atrio al piano terra del palazzo
Bibliografia:	G. Dal Piazz, <i>Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia</i> , Padova, Società Cooperativa Tipografica, 1971, p. 30



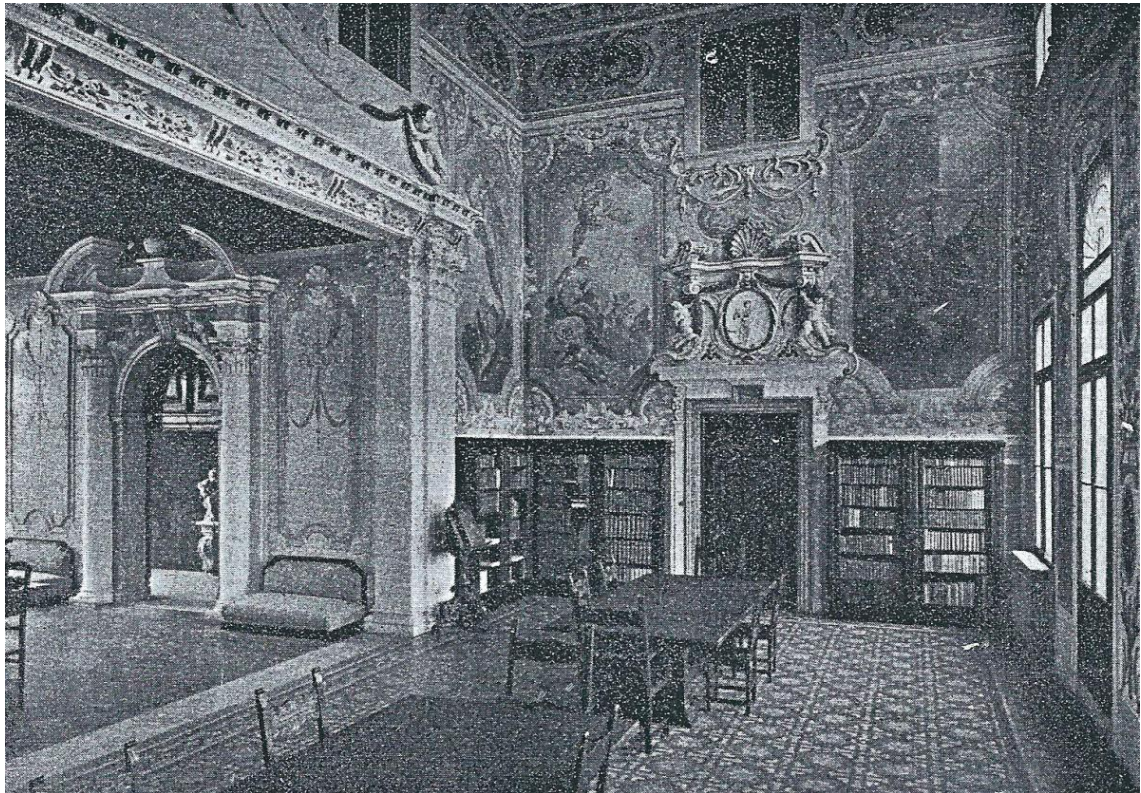
Scheda n°:	22
Titolo:	<i>Saletta al pianterreno con affreschi di soggetto biblico</i>
Autore:	Pezzini
Anno:	[sconosciuto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista della saletta collocata al piano terra del palazzo
Bibliografia:	G. Dal Piaz, <i>Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia</i> , Padova, Società Cooperativa Tipografica, 1971, p. 31



Scheda n°:	23
Titolo:	<i>Saletta d'ingresso al primo piano</i>
Autore:	Pezzini
Anno:	[sconosciuto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista della saletta collocata al primo piano in diretto collegamento con la sala principale
Bibliografia:	G. Dal Piaz, <i>Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia</i> , Padova, Società Cooperativa Tipografica, 1971, p. 33

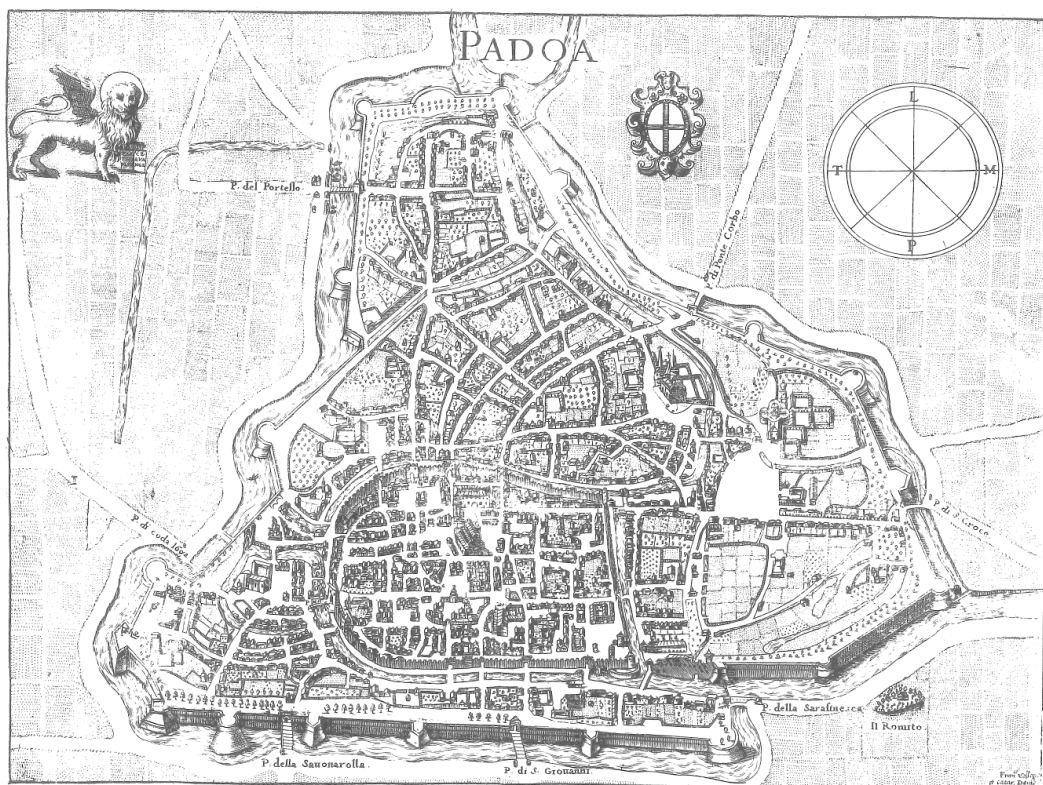


Scheda n°:	24
Titolo:	<i>Salone centrale affrescato dal Dorigny</i>
Autore:	Pezzini
Anno:	[sconosciuto]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Vista del salone nobile
Bibliografia:	G. Dal Piaz, <i>Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia</i> , Padova, Società Cooperativa Tipografica, 1971, p. 34

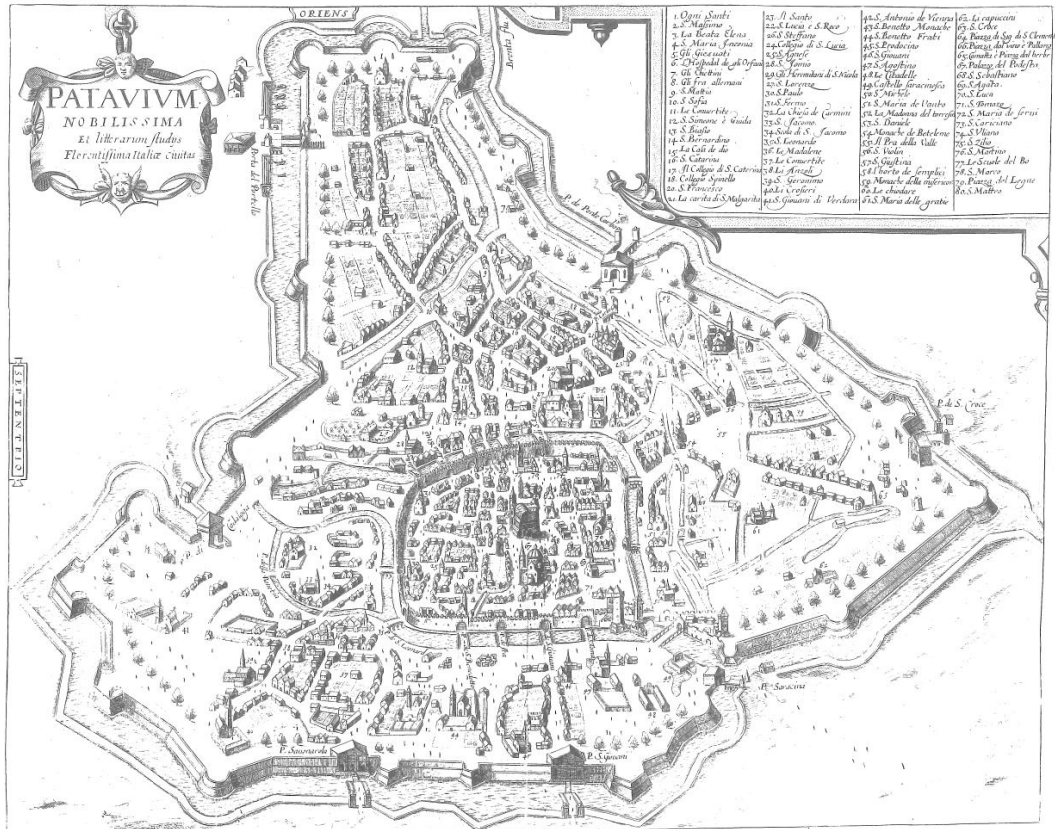


Materiale Iconografico

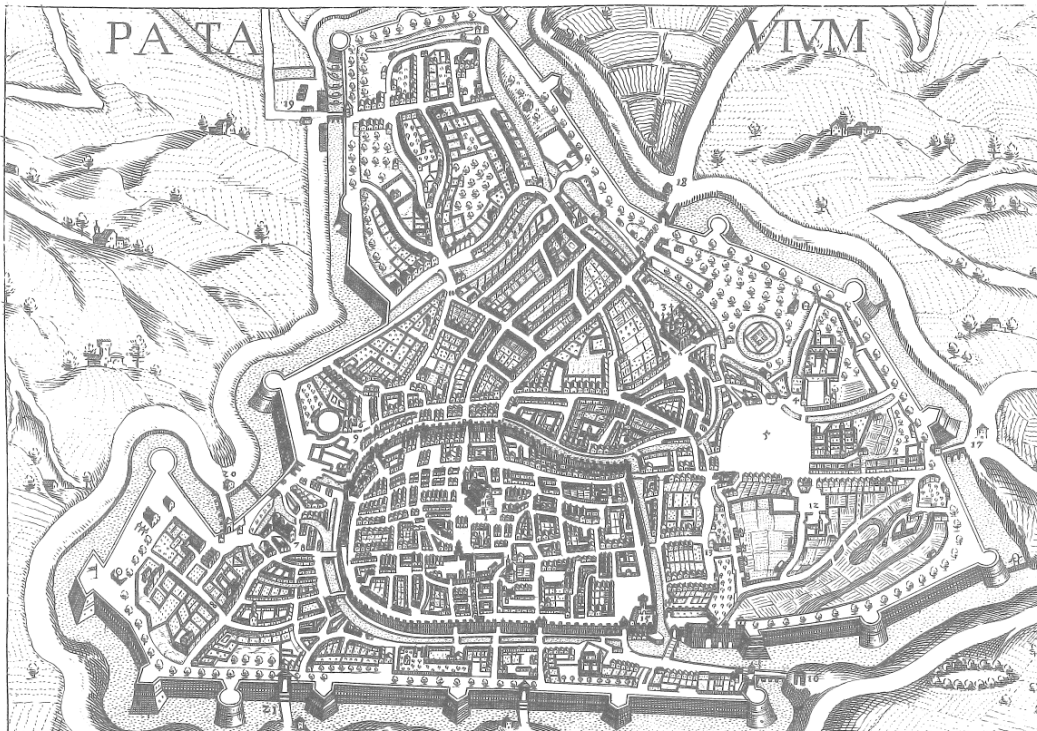
Scheda n°:	1
Titolo:	<i>La veduta aggiornata di F. Valegio e C. Doino</i>
Tecnica:	Incisione in rame
Autore:	Francesco Valegio, Catarino Doino
Anno:	1606
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	248x187
Soggetto:	Pianta di Padova del 1606
Bibliografia:	S. Ghironi, <i>Padova – Piante e vedute 1449-1865</i> , Padova, Panda Edizioni, 1987



Scheda n°:	2
Titolo:	<i>Patavium nobilissima et litterarum studijs florentissima</i>
Tecnica:	Incisione in rame
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1617
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	486x386
Soggetto:	Pianta di Padova del 1617
Bibliografia:	S. Ghironi, <i>Padova – Piante e vedute 1449-1865</i> , Padova, Panda Edizioni, 1987



Scheda n°:	3
Titolo:	<i>Patavium del Kilian</i>
Tecnica:	Incisione in rame
Autore:	Wolfgang Kilian
Anno:	1625
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	188x152
Soggetto:	Pianta di Padova del 1625
Bibliografia:	S. Ghironi, <i>Padova – Piante e vedute 1449-1865</i> , Padova, Panda Edizioni, 1987

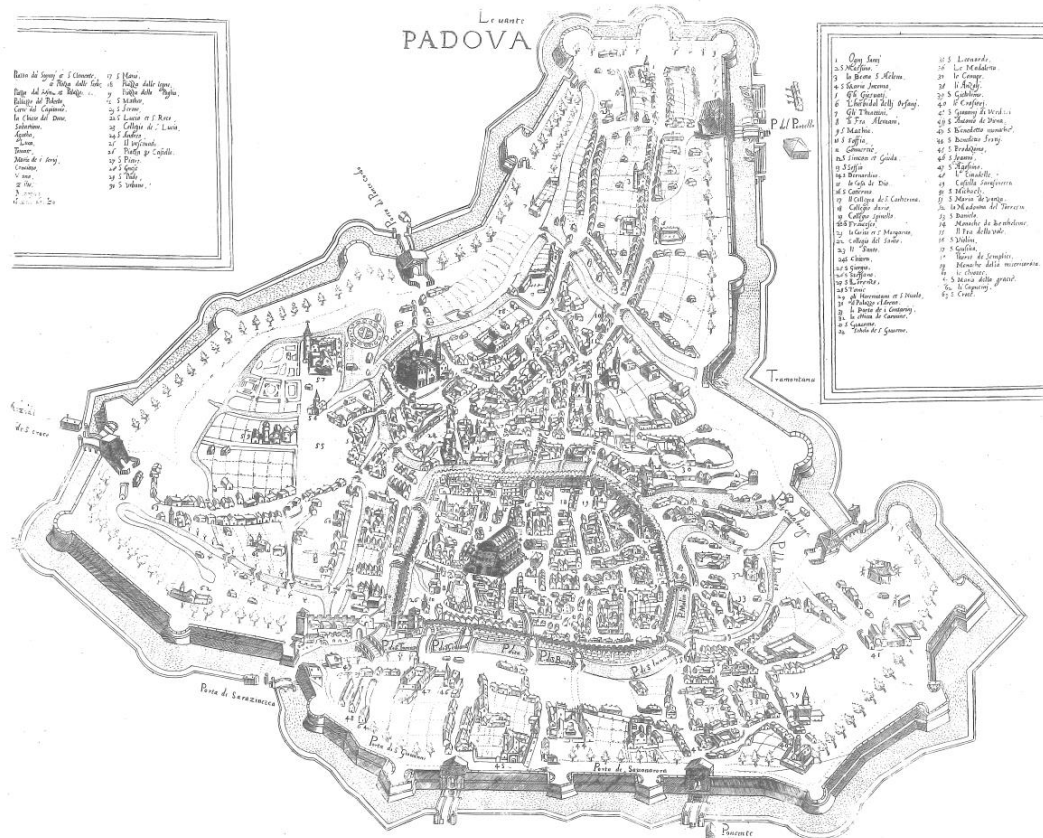


- | | | | |
|------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------|
| 1 Curia. | 6 Templum Eremitanorum . | 11 Pons Corbus . | 16 Porta Sarazinesca . |
| 2 Academia gymnasium . | 7 Carmelitarum . | 12 S. Mariae Gratiarum . | 17 Porta S. Crucis . |
| 3 S. Antony templum . | 8 S. Peregrini . | 13 S. Mariae Taresina . | 18 Porta Pontis Corbi . |
| 4 S. Iustina . | 9 S. Thome . | 14 D. Michaelis . | 19 Porta Portelli . |
| 5 Pratum Vallis . | 10 S. Sephie . | 15 Castellum vetus . | 20 Porta Caudæ Isigæ . |
| | | | 21 Porta Saunaryla . |

Scheda n°:	4
Titolo:	<i>Padova di Joost D'Hondt Jr.</i>
Tecnica:	Incisione in rame
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1626
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	252x188
Soggetto:	Pianta di Padova del 1626
Bibliografia:	S. Ghironi, <i>Padova – Piante e vedute 1449-1865</i> , Padova, Panda Edizioni, 1987

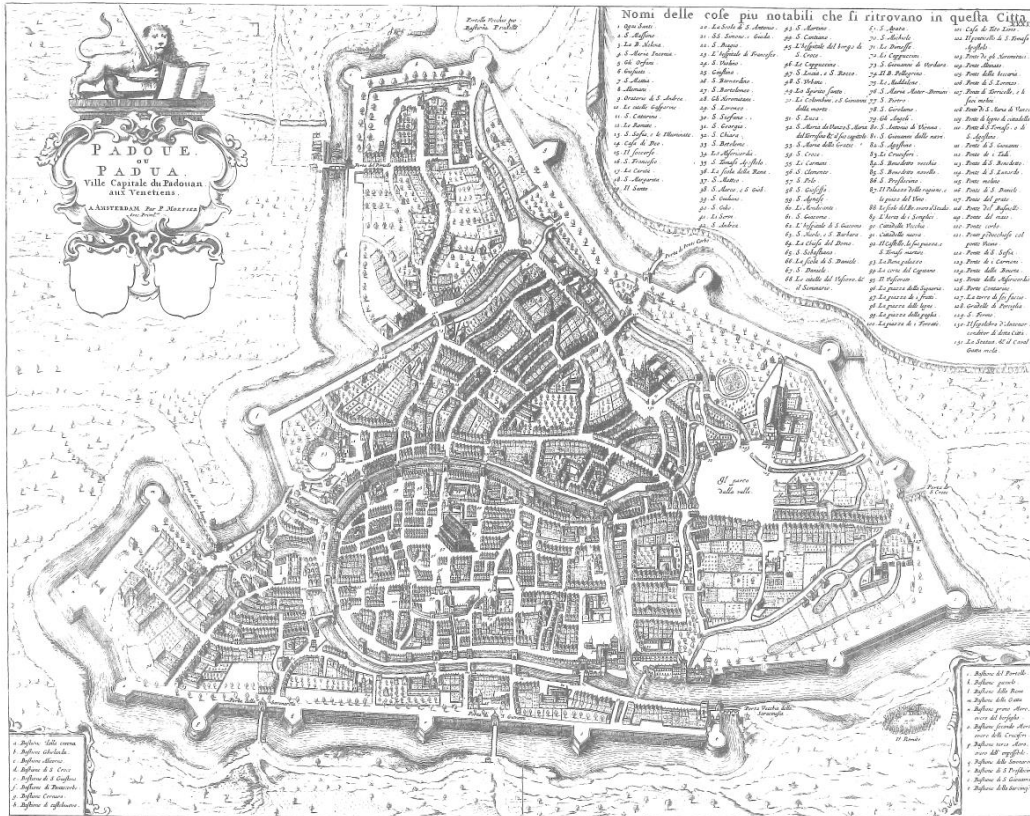


Scheda n°:	5
Titolo:	<i>Padova speculare ripresa dal Braun</i>
Tecnica:	Incisione in rame
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Primo quarto del XVII secolo
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	558x420
Soggetto:	Pianta di Padova del XVII secolo
Bibliografia:	S. Ghironi, <i>Padova – Piante e vedute 1449-1865</i> , Padova, Panda Edizioni, 1987

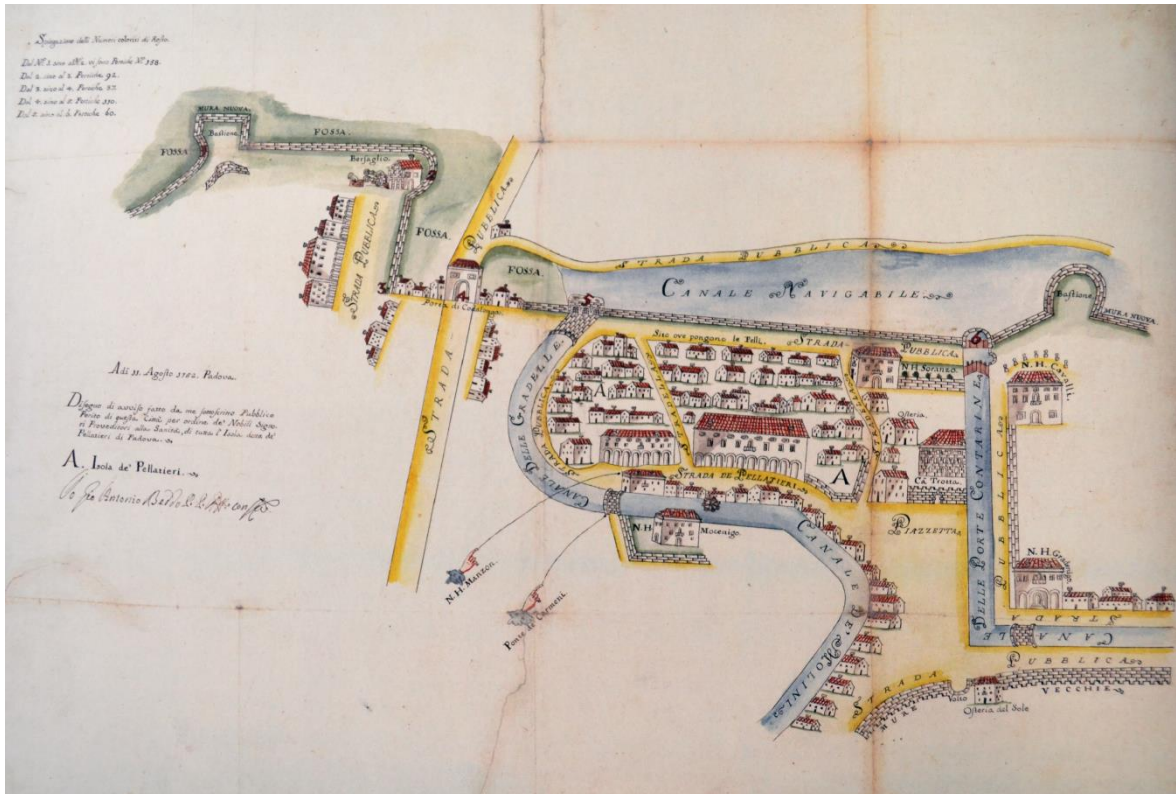


Appendice
 Materiale iconografico

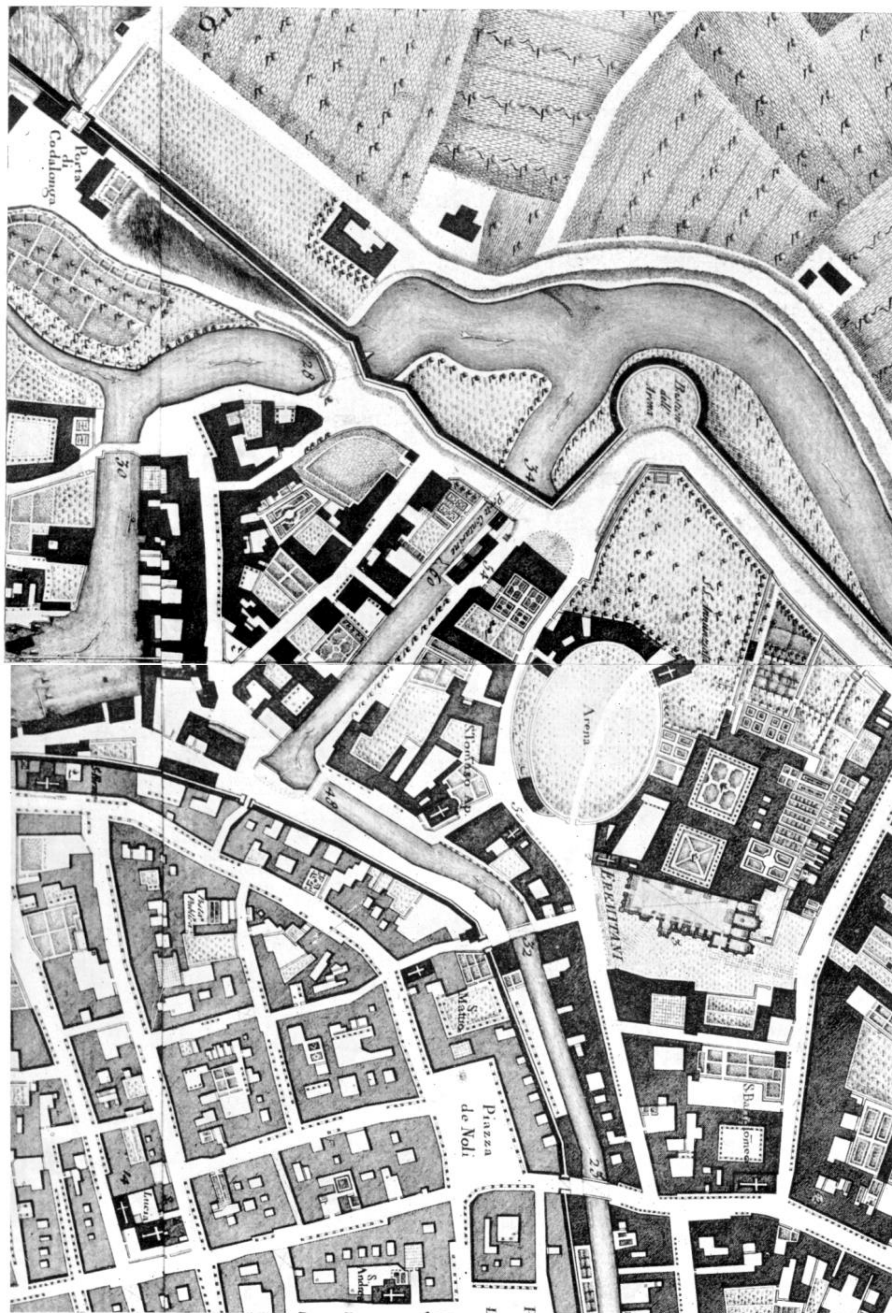
Scheda n°:	6
Titolo:	Padua ville capitale du Padouan
Tecnica:	Incisione in rame
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1704
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	543x428
Soggetto:	Pianta di Padova del 1704
Bibliografia:	S. Ghironi, <i>Padova – Piante e vedute 1449-1865</i> , Padova, Panda Edizioni, 1987



Scheda n°:	7
Titolo:	<i>Isola detta de' Pellatieri di Padova</i>
Tecnica:	Disegno su carta ad inchiostro e acquerello
Autore:	Giovanni Antonio Beddo
Anno:	1752, 11 agosto
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Pianta di Padova, in particolare dell'Isola detta de' Pellatieri
Bibliografia:	F. Fantini D'Onofrio, <i>La città di Padova nel suo Catasto storico (1815-1873)</i> , Treviso, Canova Edizioni, 2012



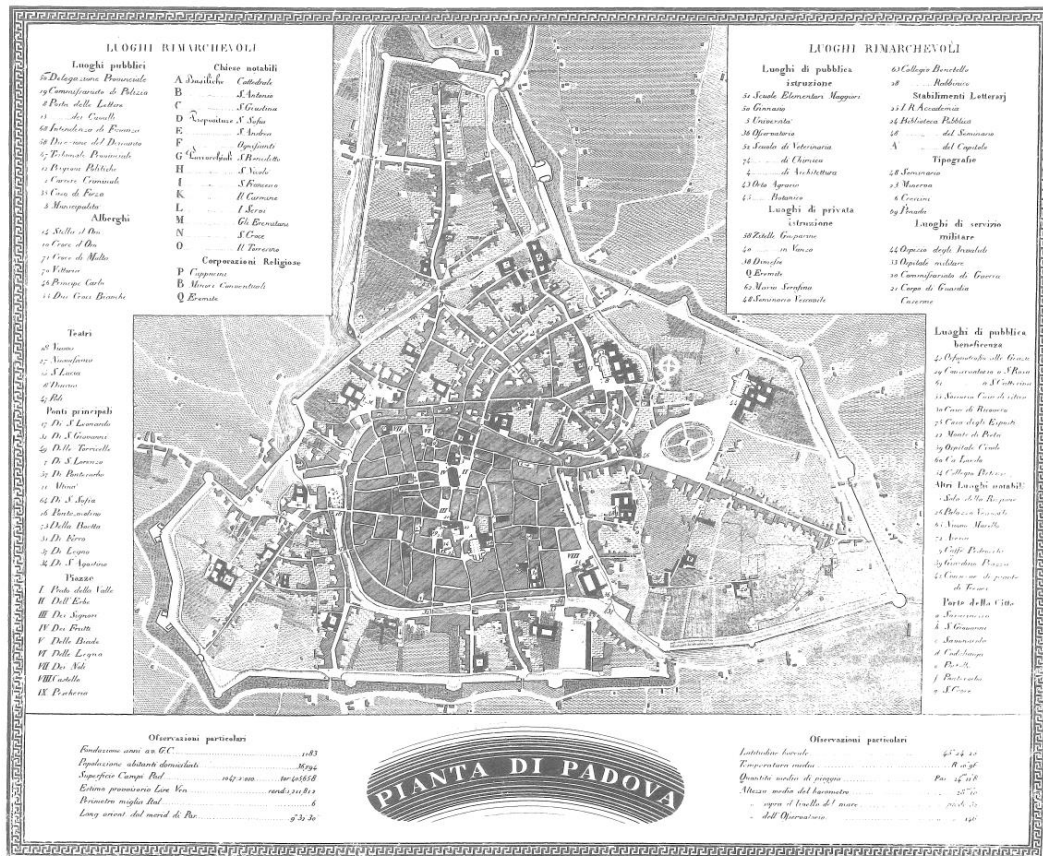
Scheda n°:	8
Titolo:	<i>Pianta di Padova</i>
Tecnica:	Incisione su rame
Autore:	Giovanni Valle
Anno:	1784
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Estratto della pianta di Padova di Giovanni Valle raffigurante l'area circostante al palazzo Cavalli
Bibliografia:	<i>Pianta di Padova di Giovanni Valle 1784</i> a cura di L. Gaudenzio, Padova, Giuseppe e Pietro Randi Librai, 1968, tav. 29-30



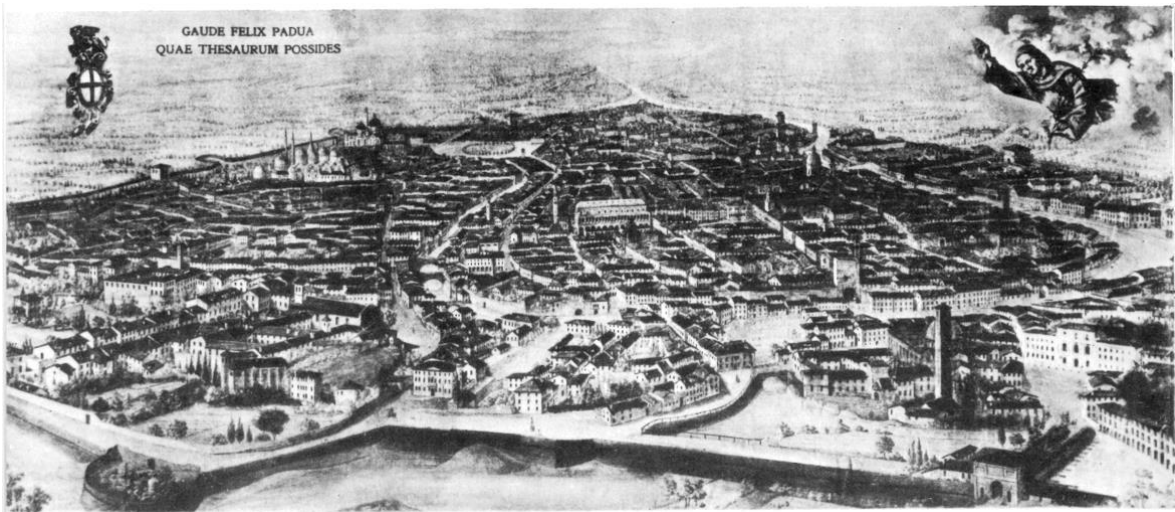
Scheda n°:	9
Titolo:	[<i>Catasto Napoleonico</i>]
Tecnica:	Disegno su carta ad inchiostro e acquerello
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1815
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Pianta di Padova
Bibliografia:	F. Fantini D'Onofrio, <i>La città di Padova nel suo Catasto storico (1815-1873)</i> , Treviso, Canova Edizioni, 2012



Scheda n°:	10
Titolo:	<i>Pianta di Padova</i>
Tecnica:	Incisione in rame
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1835
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	631x550
Soggetto:	Pianta di Padova del 1835
Bibliografia:	S. Ghironi, <i>Padova – Piante e vedute 1449-1865</i> , Padova, Panda Edizioni, 1987



Scheda n°:	11
Titolo:	<i>Veduta prospettica di Padova</i>
Tecnica:	Incisione
Autore:	A. Putti
Anno:	1840 circa
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Incisione con la raffigurazione prospettica della città di Padova; in primo piano è possibile vedere palazzo Cavalli
Bibliografia:	L. Puppi, M. Universo, <i>Padova. Le città nella storia d'Italia</i> , Bari, Editore Laterza, 1982, p. 216



Appendice
 Materiale iconografico

Scheda n°:	12
Titolo:	<i>Pianta della R. città di Padova</i>
Tecnica:	Disegno a penna con colorazioni ad acquarello su carta incollata su tela
Autore:	Luigi Patella
Anno:	1842
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	575x420
Soggetto:	Pianta di Padova del 1842
Bibliografia:	S. Ghironi, <i>Padova – Piante e vedute 1449-1865</i> , Padova, Panda Edizioni, 1987



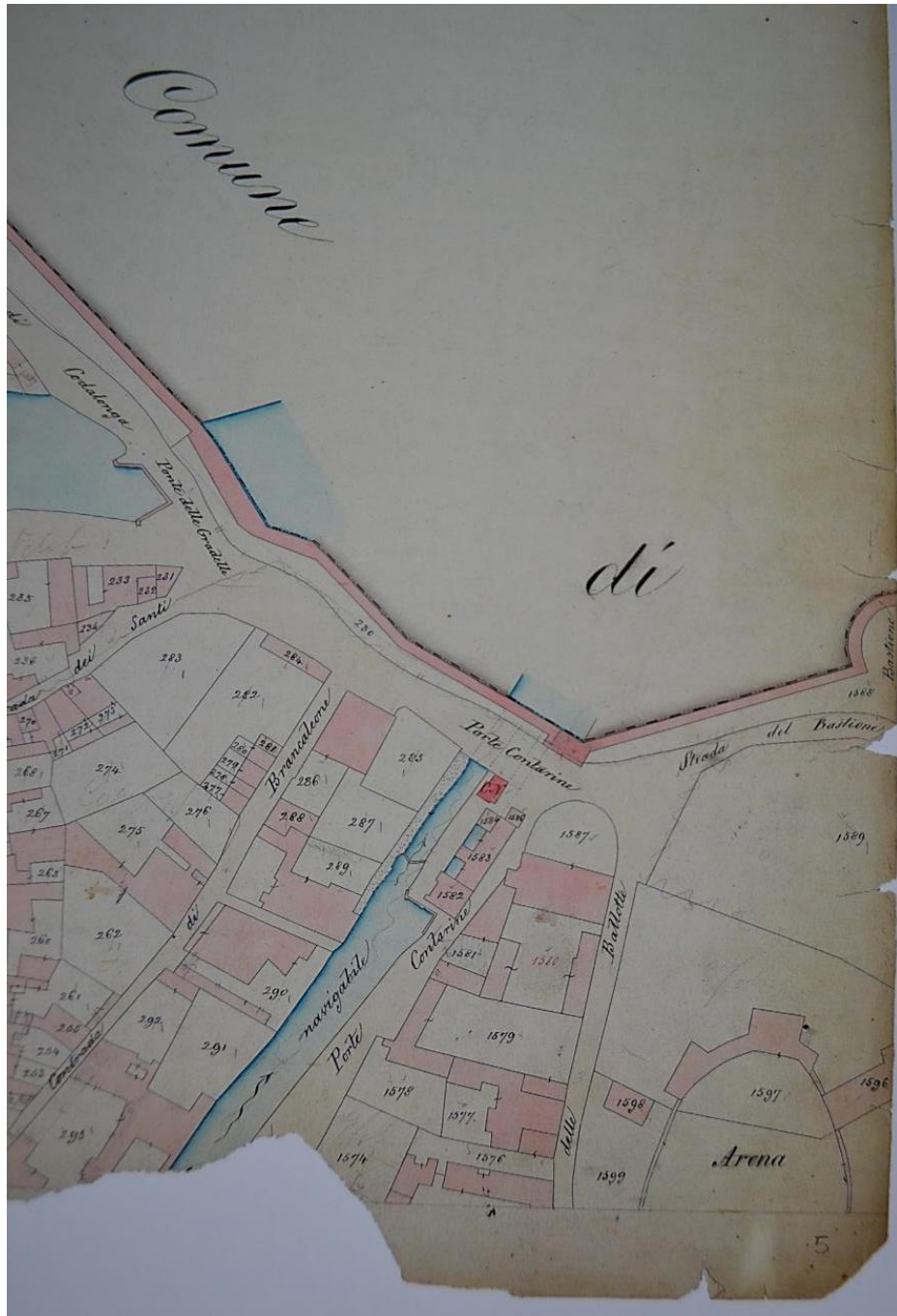
Scheda n°:	13
Titolo:	[<i>Catasto Austriaco</i>]
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta e acquerello
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1845
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Pianta di Padova
Bibliografia:	F. Fantini D'Onofrio, <i>La città di Padova nel suo Catasto storico (1815-1873)</i> , Treviso, Canova Edizioni, 2012



Scheda n°:	14
Titolo:	<i>Padoue a vol d'oiseau del Guesdon</i>
Tecnica:	Litografia
Autore:	Alfred Guesdon
Anno:	1849
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	435x285
Soggetto:	Vista di Padova a volo d'uccello del 1849
Bibliografia:	S. Ghironi, <i>Padova – Piante e vedute 1449-1865</i> , Padova, Panda Edizioni, 1987



Scheda n°:	15
Titolo:	[<i>Catasto Italiano</i>]
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta e acquerello
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1852
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Pianta di Padova
Bibliografia:	F. Fantini D'Onofrio, <i>La città di Padova nel suo Catasto storico (1815-1873)</i> , Treviso, Canova Edizioni, 2012

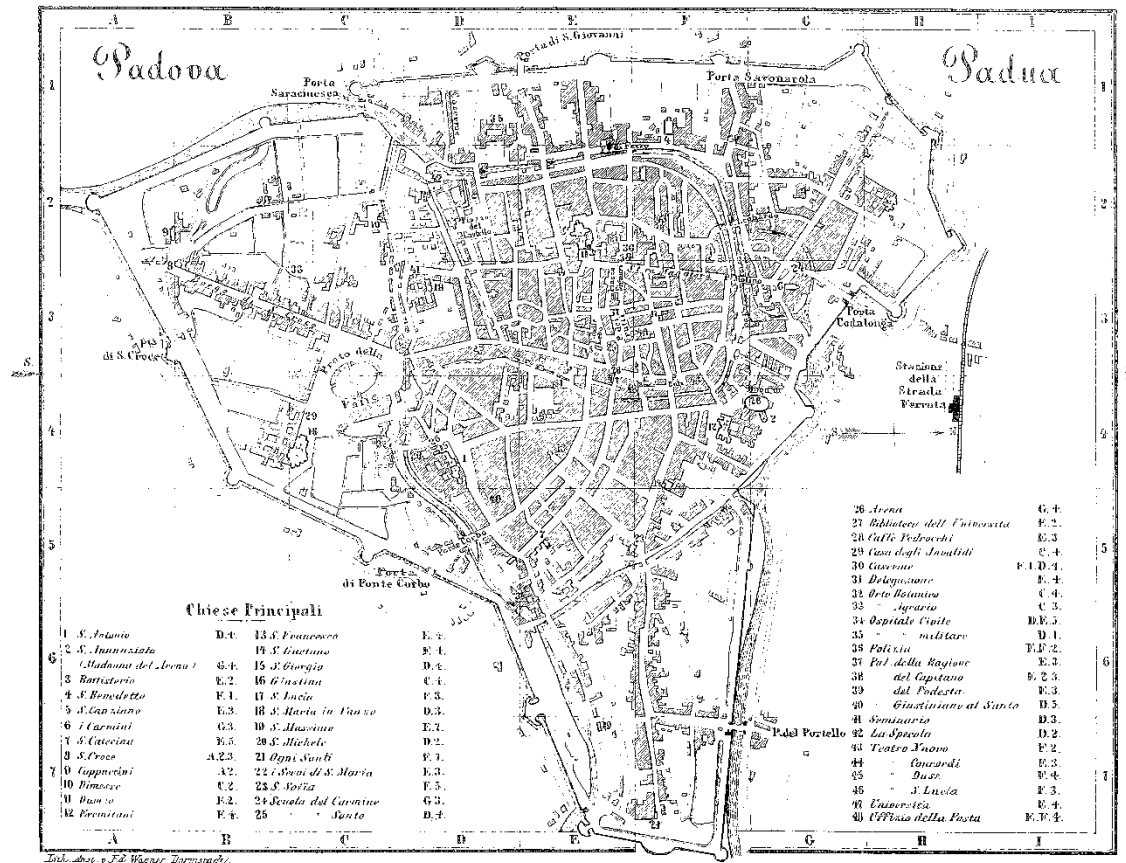


Appendice
 Materiale iconografico

Scheda n°:	16
Titolo:	Pianta della regia città di Padova del Seiffert
Tecnica:	Litografia
Autore:	Guglielmo Seiffert
Anno:	1856
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	360x272
Soggetto:	Pianta di Padova del 1856
Bibliografia:	S. Ghironi, Padova – Piante e vedute 1449-1865, Padova, Panda Edizioni, 1987



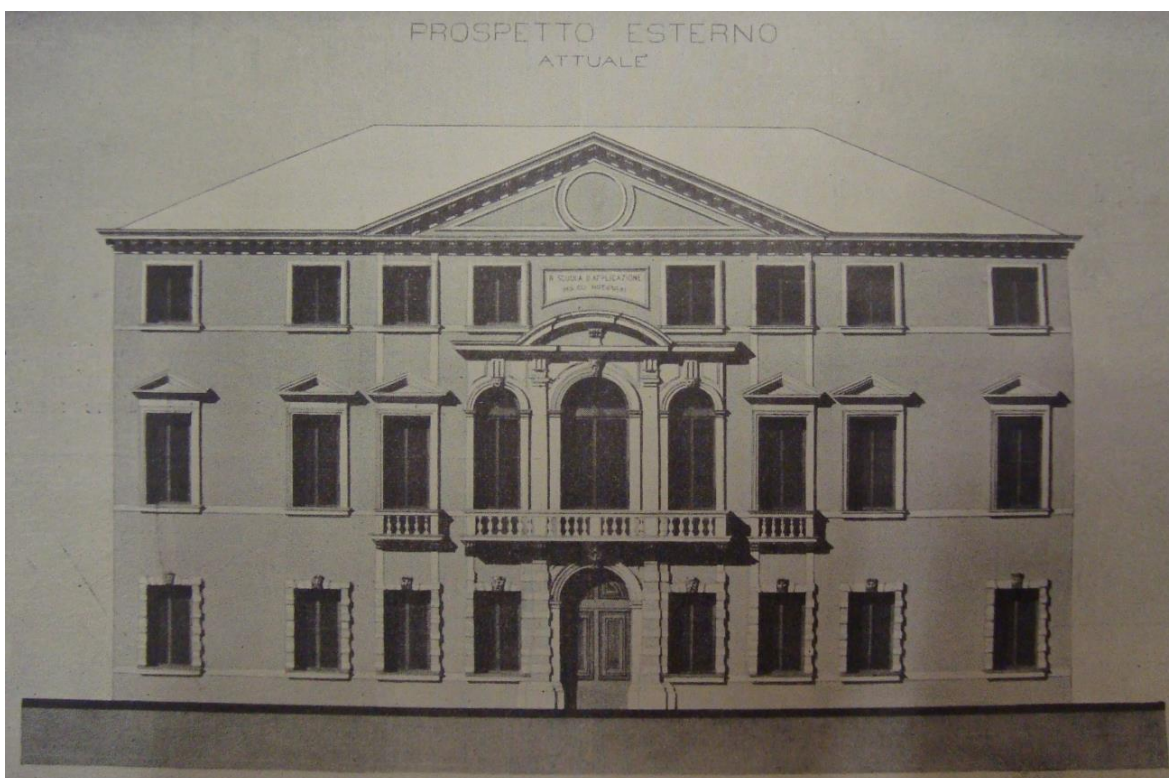
Scheda n°:	17
Titolo:	Padova nella "guida" di Karl Baedeker
Tecnica:	Litografia
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1865
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	191x145
Soggetto:	Pianta di Padova del 1865
Bibliografia:	S. Ghironi, <i>Padova – Piante e vedute 1449-1865</i> , Padova, Panda Edizioni, 1987



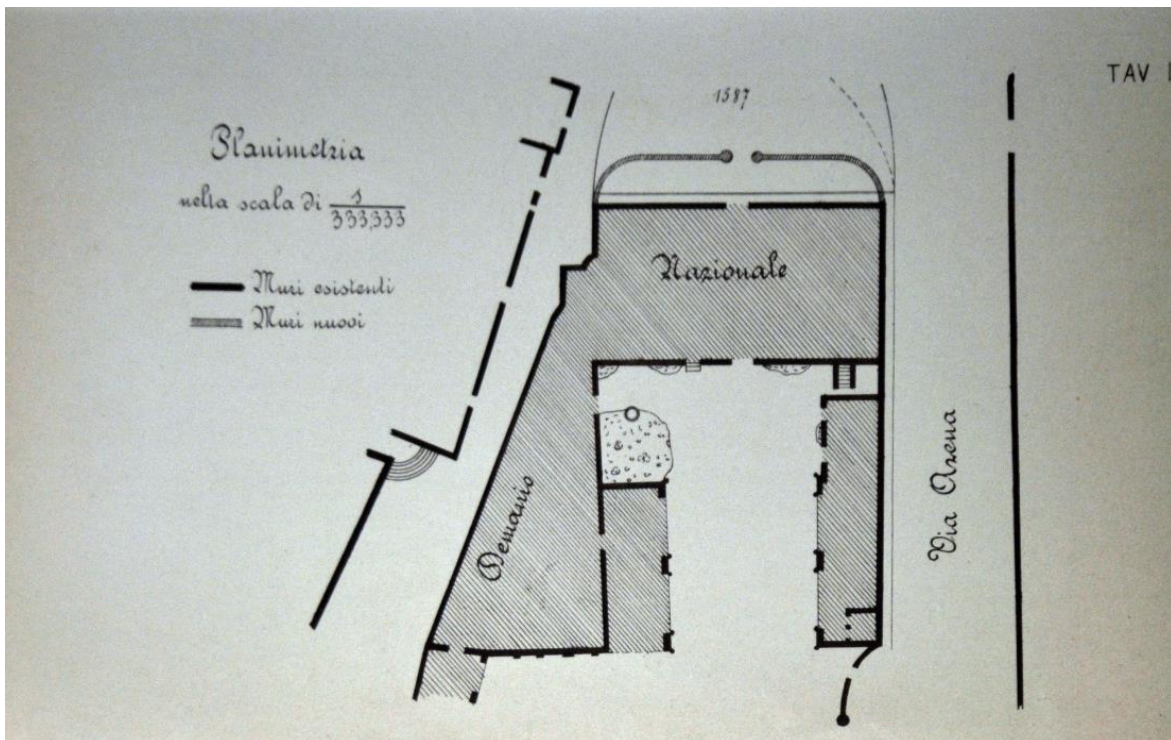
Scheda n°:	18
Titolo:	[<i>Catasto Italiano</i>]
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta e acquerello
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1873
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Pianta di Padova
Bibliografia:	F. Fantini D'Onofrio, <i>La città di Padova nel suo Catasto storico (1815-1873)</i> , Treviso, Canova Edizioni, 2012



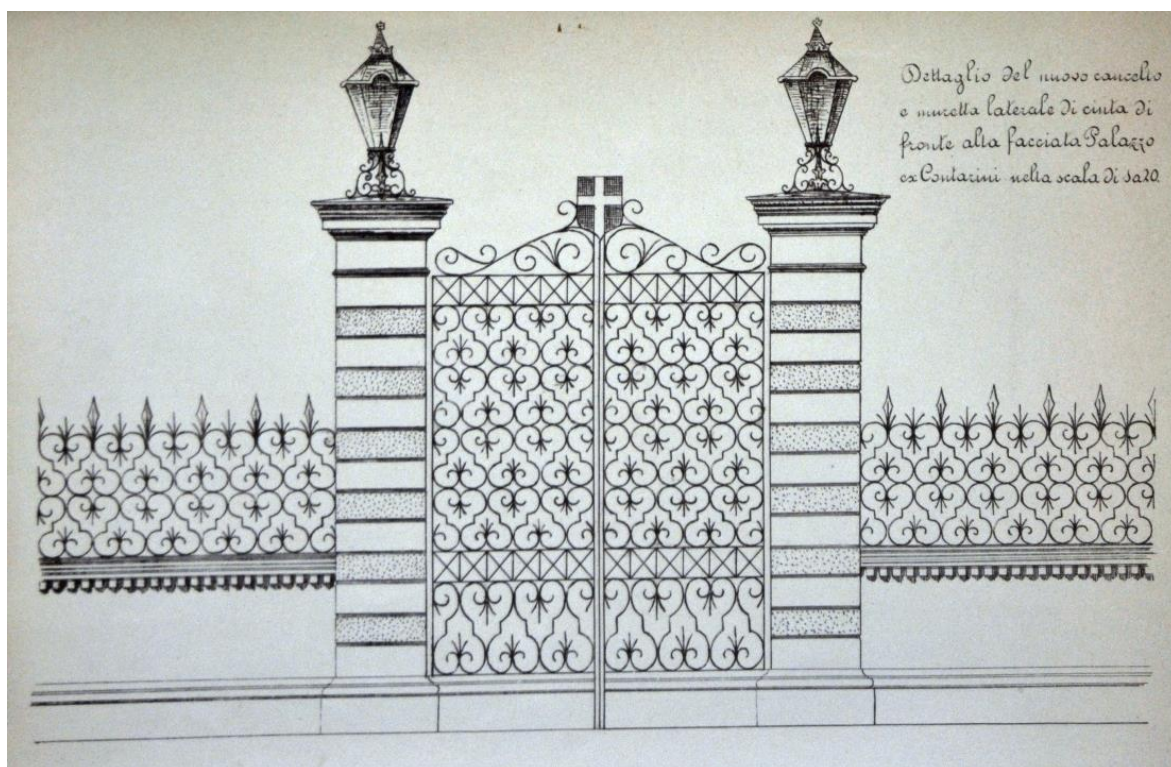
Scheda n°:	19
Titolo:	<i>[Prospetto del palazzo]</i>
Tecnica:	Disegno a china su carta
Autore:	Ingegnere Pio Chicchi
Anno:	1892
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Prospetto del palazzo a fine Ottocento
Bibliografia:	G. Tomasatti, <i>La Nuova Sede della Scuola di Applicazione per gli Ingegneri in Padova</i> , in «L'edilizia moderna: periodico mensile di architettura pratica e costruzione», IX (1900), p. 68



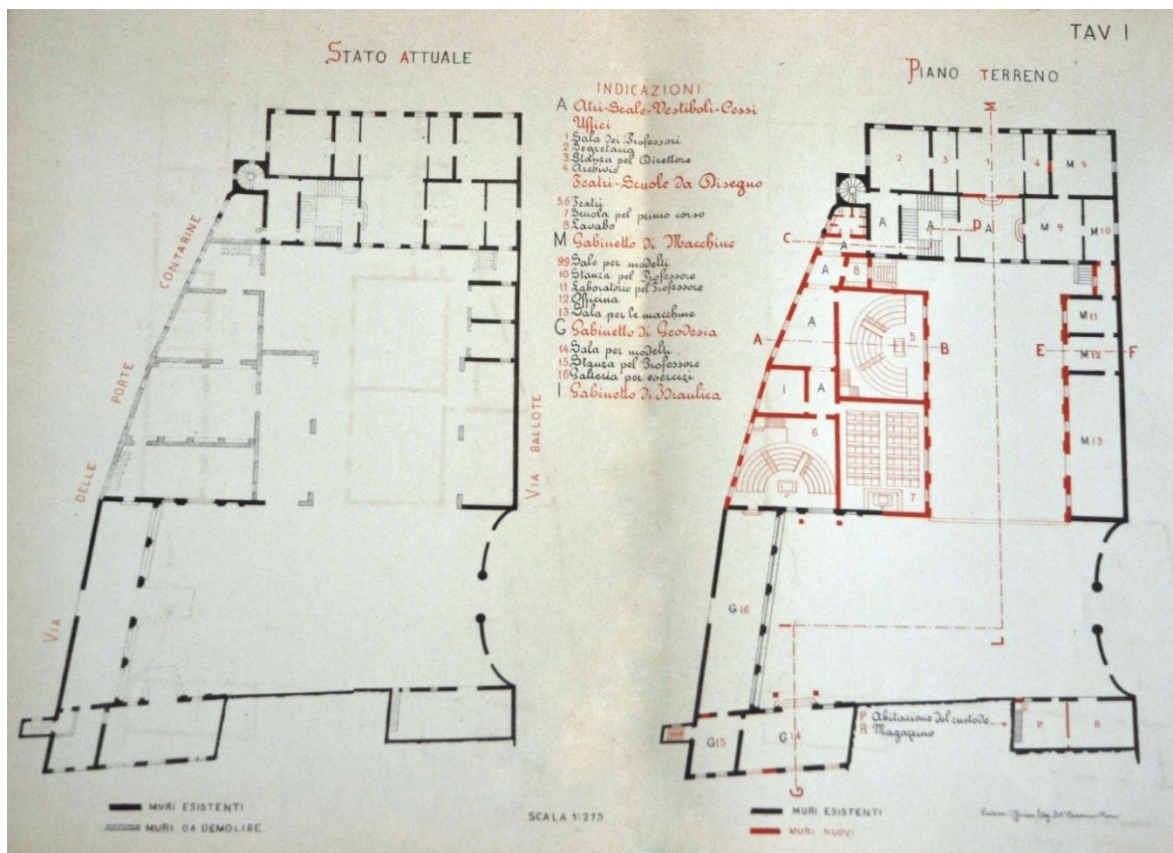
Scheda n°:	20
Titolo:	TAV. IV - Planimetria
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Autore:	Pio Chicchi
Anno:	1892
Scala:	1:333,333
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Tavola del progetto di Pio Chicchi raffigurante la planimetria del lotto
Bibliografia:	P. Chicchi, <i>Il Palazzo ex-Contarini (già r. Dogana) e la R. Scuola di applicazione degli ingegneri: promemoria e progetto di restauro</i> , Padova, Stab. Tip. Ditta L. Penada, 1892



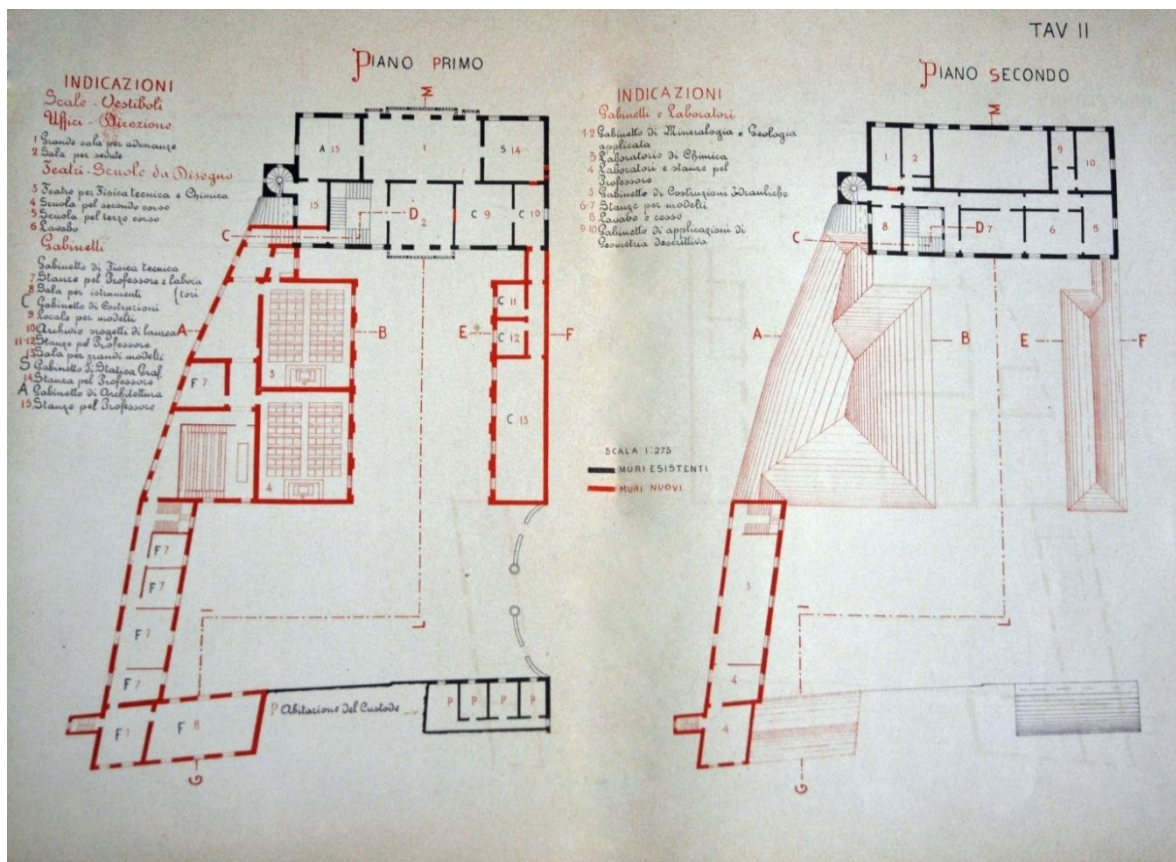
Scheda n°:	21
Titolo:	TAV. IV - Dettaglio
Tecnica:	Disegno a china su carta
Autore:	Pio Chicchi
Anno:	1892
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Tavola del progetto di Pio Chicchi raffigurante il dettaglio del cancello d'ingresso al cortile
Bibliografia:	P. Chicchi, <i>Il Palazzo ex-Contarini (già r. Dogana) e la R. Scuola di applicazione degli ingegneri: promemoria e progetto di restauro</i> , Padova, Stab. Tip. Ditta L. Penada, 1892



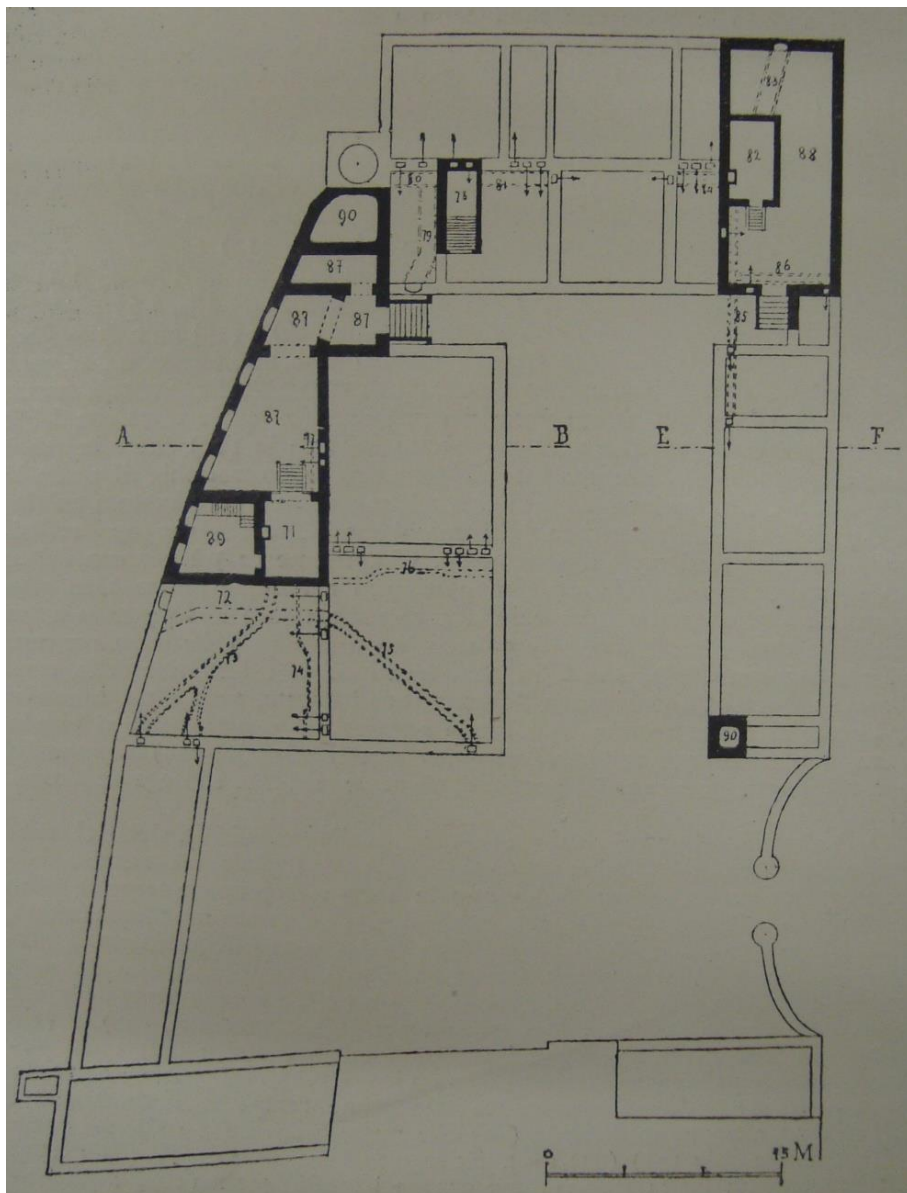
Scheda n°:	22
Titolo:	TAV. I - Stato attuale - Piano terreno
Tecnica:	Disegno a china su carta
Autore:	Pio Chicchi
Anno:	1892
Scala:	1:275
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Tavola del progetto di Pio Chicchi raffigurante lo stato di fatto e la pianta al piano terra dell'intervento
Bibliografia:	P. Chicchi, <i>Il Palazzo ex-Contarini (già r. Dogana) e la R. Scuola di applicazione degli ingegneri: promemoria e progetto di restauro</i> , Padova, Stab. Tip. Ditta L. Penada, 1892



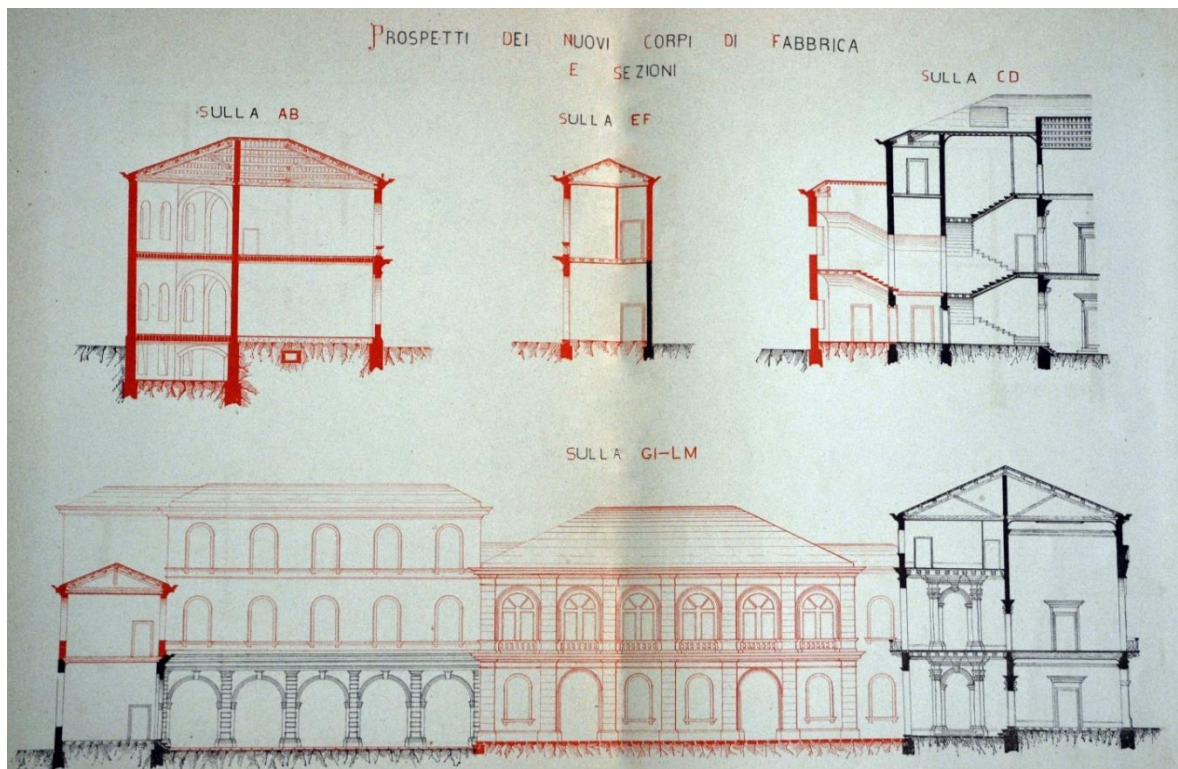
Scheda n°:	23
Titolo:	TAV. II - Piano primo - Piano secondo
Tecnica:	Disegno a china su carta
Autore:	Pio Chicchi
Anno:	1892
Scala:	1:275
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Tavola del progetto di Pio Chicchi raffigurante le piante al primo e secondo piano dell'intervento
Bibliografia:	P. Chicchi, <i>Il Palazzo ex-Contarini (già r. Dogana) e la R. Scuola di applicazione degli ingegneri: promemoria e progetto di restauro</i> , Padova, Stab. Tip. Ditta L. Penada, 1892



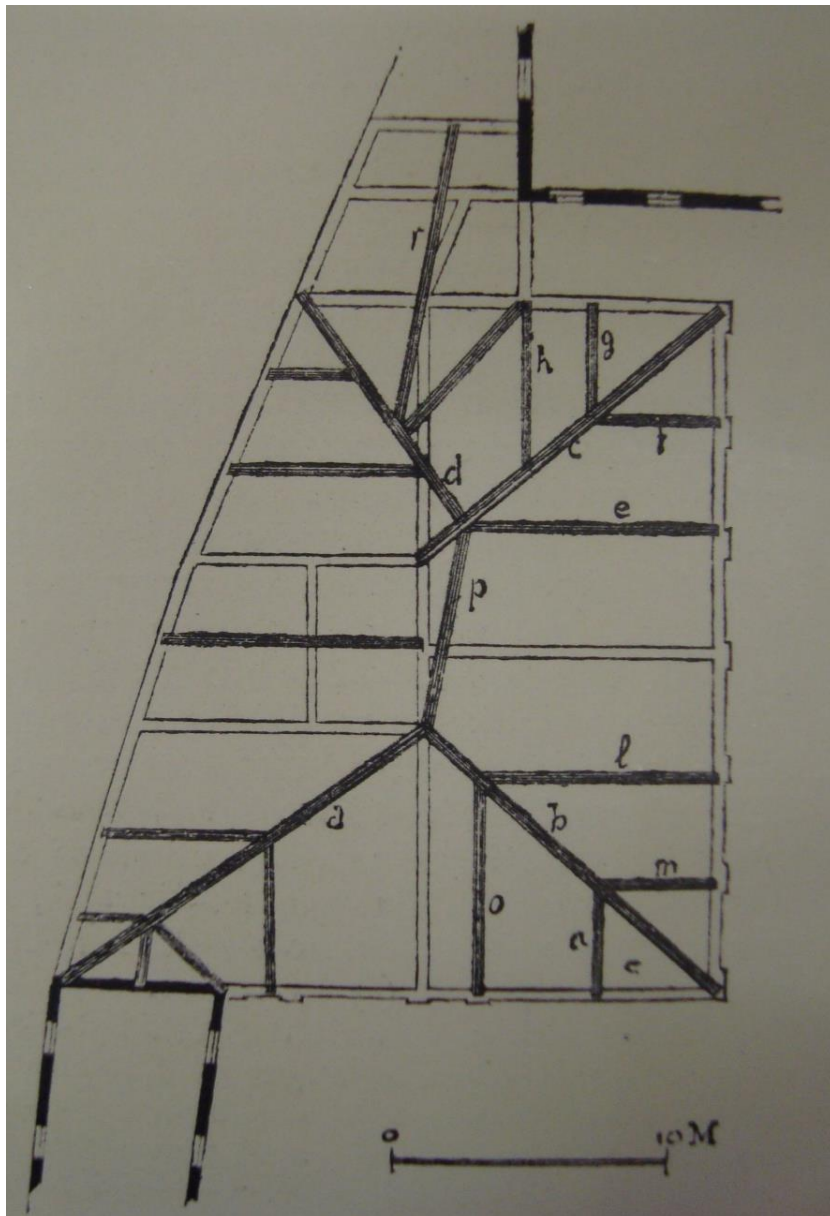
Scheda n°:	24
Titolo:	<i>Piano dei sotterranei con muri di fondazione ed impianto dei caloriferi</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Autore:	Ingegnere Pio Chicchi
Anno:	1892
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Pianta dei piani interrati e impiantistica del complesso Cavalli
Bibliografia:	G. Tomasatti, <i>La Nuova Sede della Scuola di Applicazione per gli Ingegneri in Padova</i> , in «L'edilizia moderna: periodico mensile di architettura pratica e costruzione», IX (1900), p. 70



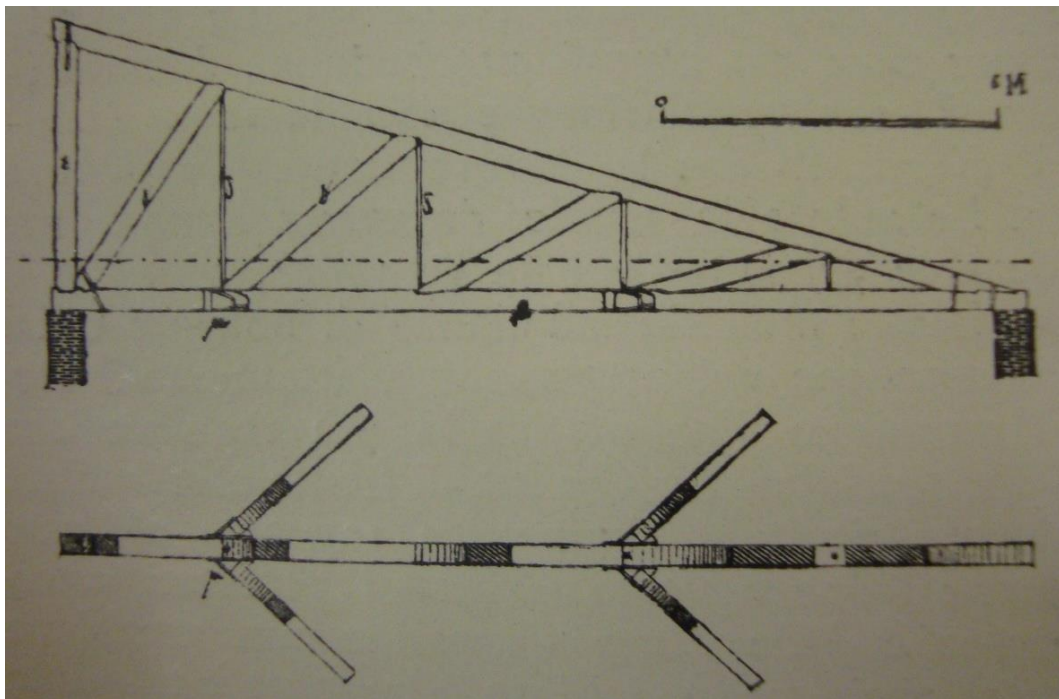
Scheda n°:	25
Titolo:	<i>TAV. III - Prospetti dei nuovi corpi di fabbrica e sezioni</i>
Tecnica:	Disegno a china su carta
Autore:	Pio Chicchi
Anno:	1892
Scala:	1:275
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Tavola del progetto di Pio Chicchi raffigurante le sezioni significative e i prospetti dell'intervento
Bibliografia:	<p>P. Chicchi, <i>Il Palazzo ex-Contarini (già r. Dogana) e la R. Scuola di applicazione degli ingegneri: promemoria e progetto di restauro</i>, Padova, Stab. Tip. Ditta L. Penada, 1892</p> <p>G. Tomasatti, <i>La Nuova Sede della Scuola di Applicazione per gli Ingegneri in Padova</i>, in «L'edilizia moderna: periodico mensile di architettura pratica e costruzione», IX (1900), p. 71</p>



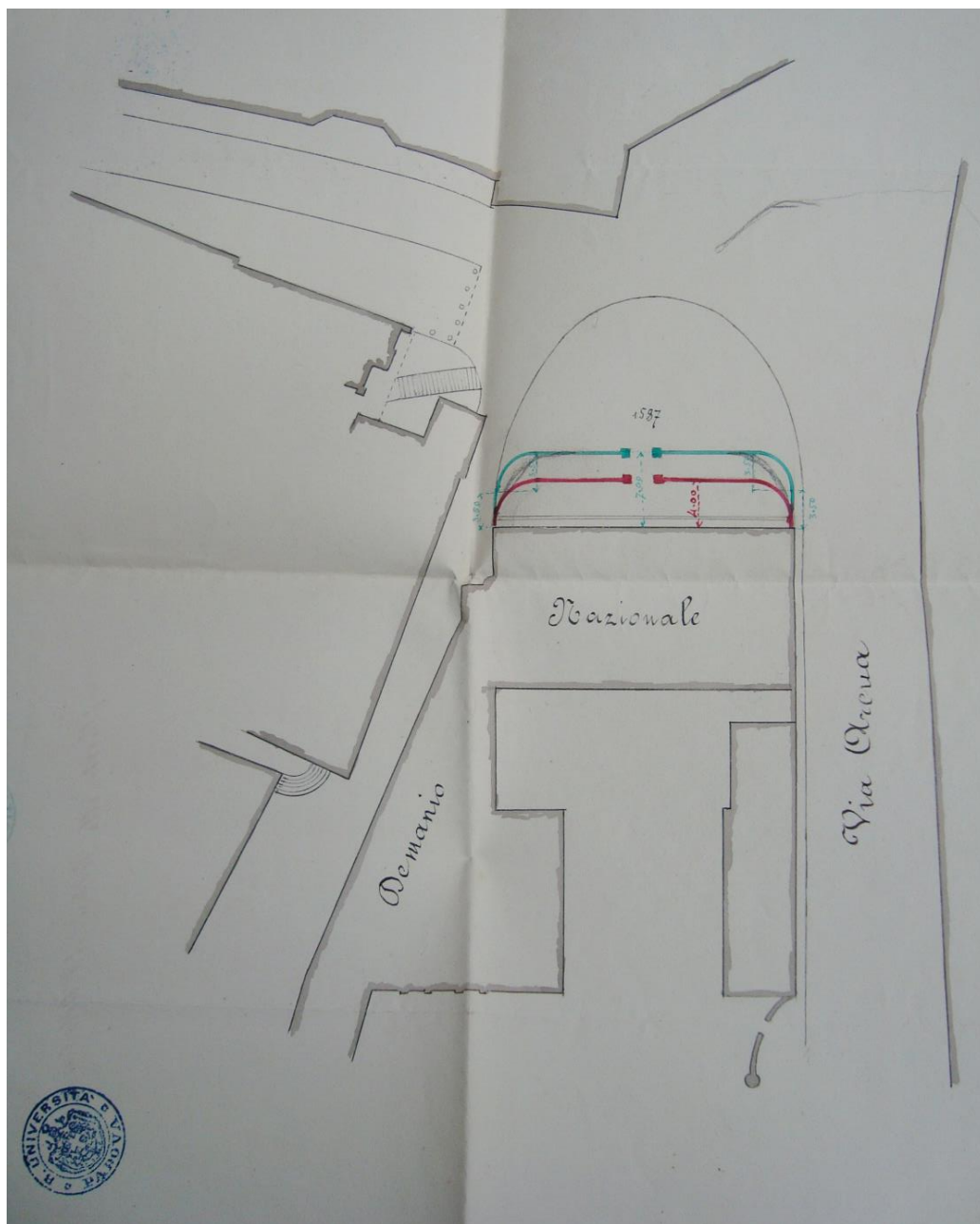
Scheda n°:	26
Titolo:	<i>[Pianta delle falde del tetto]</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Autore:	Ingegnere Pio Chicchi
Anno:	1892
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Proiezione orizzontale delle falde del tetto del corpo lungo Via Matteotti
Bibliografia:	G. Tomasatti, <i>La Nuova Sede della Scuola di Applicazione per gli Ingegneri in Padova</i> , in «L'edilizia moderna: periodico mensile di architettura pratica e costruzione», IX (1900), p. 70



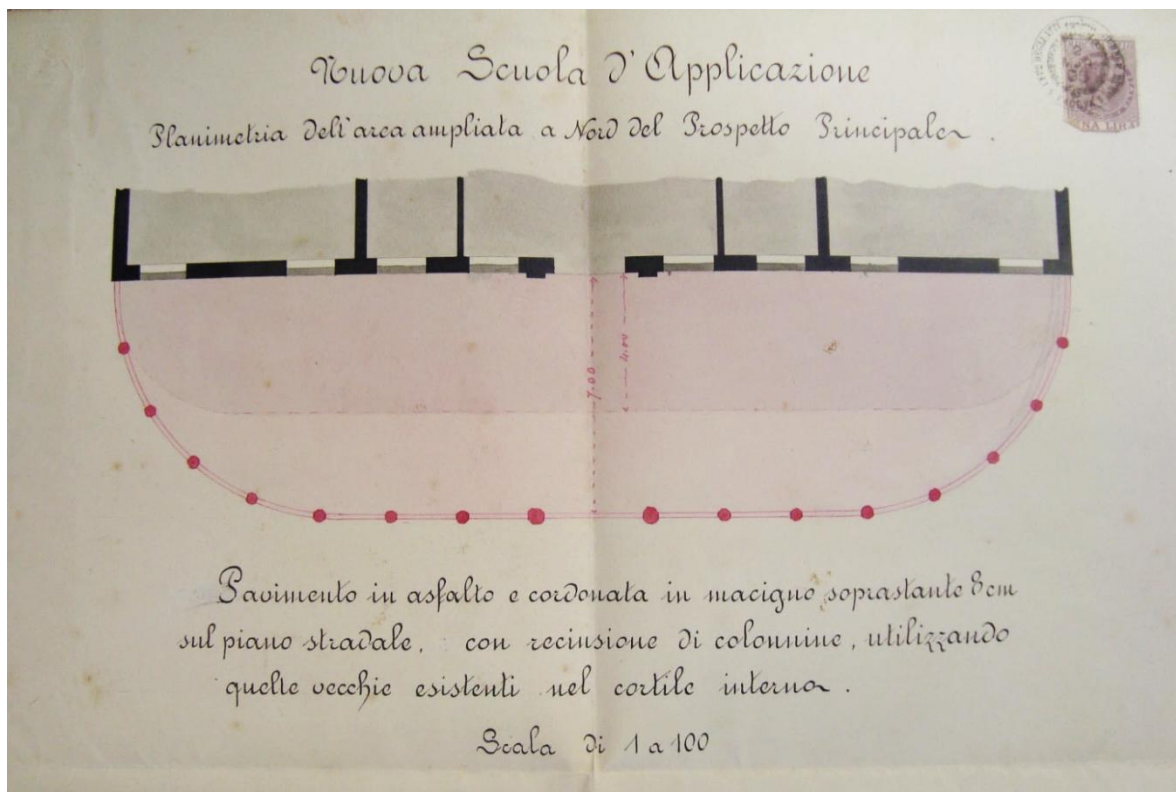
Scheda n°:	27
Titolo:	<i>[Particolari delle travi reticolari]</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Autore:	Ingegnere Pio Chicchi
Anno:	1892
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Particolari in pianta e sezione delle travi reticolari, in legno e ferro, usate in copertura
Bibliografia:	G. Tomasatti, <i>La Nuova Sede della Scuola di Applicazione per gli Ingegneri in Padova</i> , in «L'edilizia moderna: periodico mensile di architettura pratica e costruzione», IX (1900), p. 70



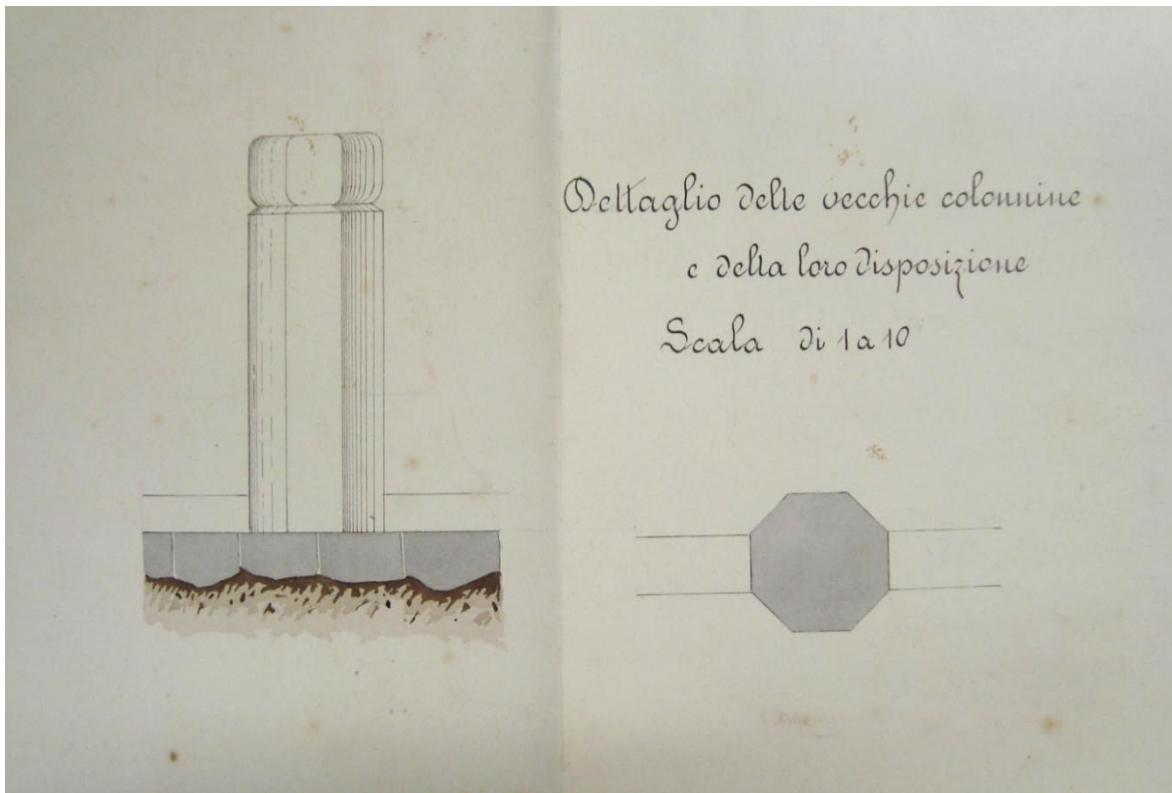
Scheda n°:	28
Titolo:	[Planimetria allegata alla lettera del 16 ottobre 1894 n. 1560]
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta e acquerello
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Marzo 1895
Scala:	1:10
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Planimetria dell'edificio
Archivio:	AGCPd, Fondo: AAC, b. 75, fasc. 2, s. fasc. II, IX/4/470 – Piazzale alle Contarine [Piazzale della nuova Scuola d'Applicazione per gli Ingegneri]



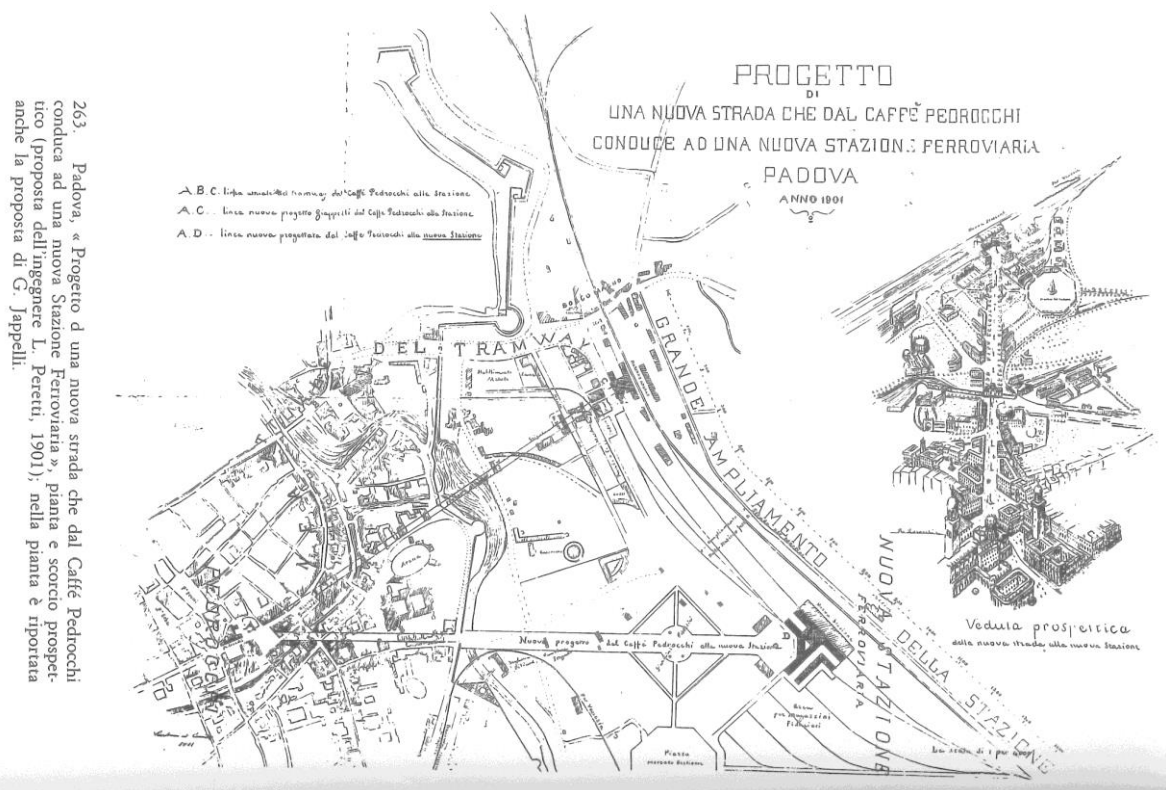
Scheda n°:	29
Titolo:	<i>Planimetria dell'area ampliata a Nord del Prospetto Principale. Pavimentazione in asfalto e coronata in macigno soprastante 8 cm sul piano stradale, con recinzione di colonnine, utilizzando quelle vecchie esistenti nel cortile interno</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta e acquerello
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Marzo 1895
Scala:	1:100
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Planimetria raffigurante l'area antistante il prospetto principale di palazzo Cavalli
Archivio:	AGCPd, Fondo: AAC, b. 75, fasc. 2, s. fasc. II, IX/4/470 – Piazzale alle Contarine [Piazzale della nuova Scuola d'Applicazione per gli Ingegneri]



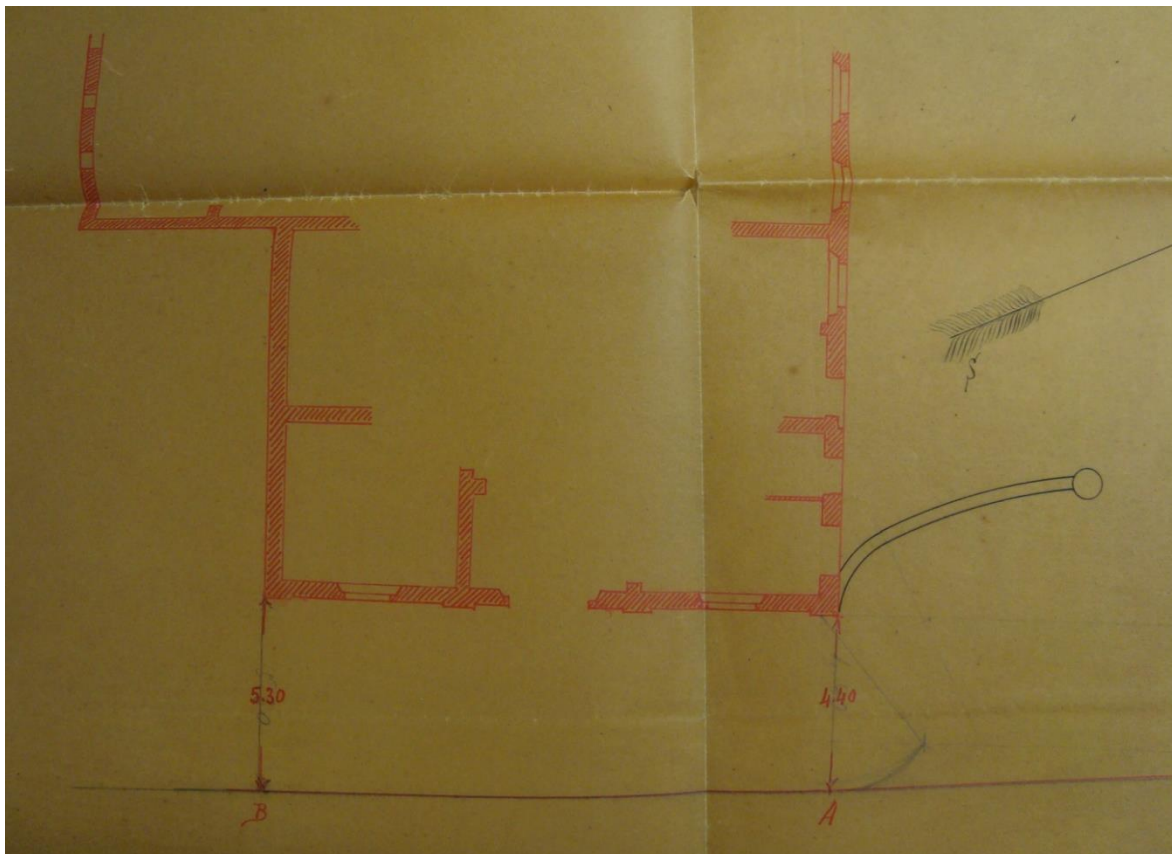
Scheda n°:	30
Titolo:	<i>Dettaglio delle vecchie colonnine e della loro disposizione</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta e acquerello
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	Marzo 1895
Scala:	1:10
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Disegno raffigurante un dettaglio della colonnina
Archivio:	AGCPd, Fondo: AAC, b. 75, fasc. 2, s. fasc. II, IX/4/470 – Piazzale alle Contarine [Piazzale della nuova Scuola d'Applicazione per gli Ingegneri]



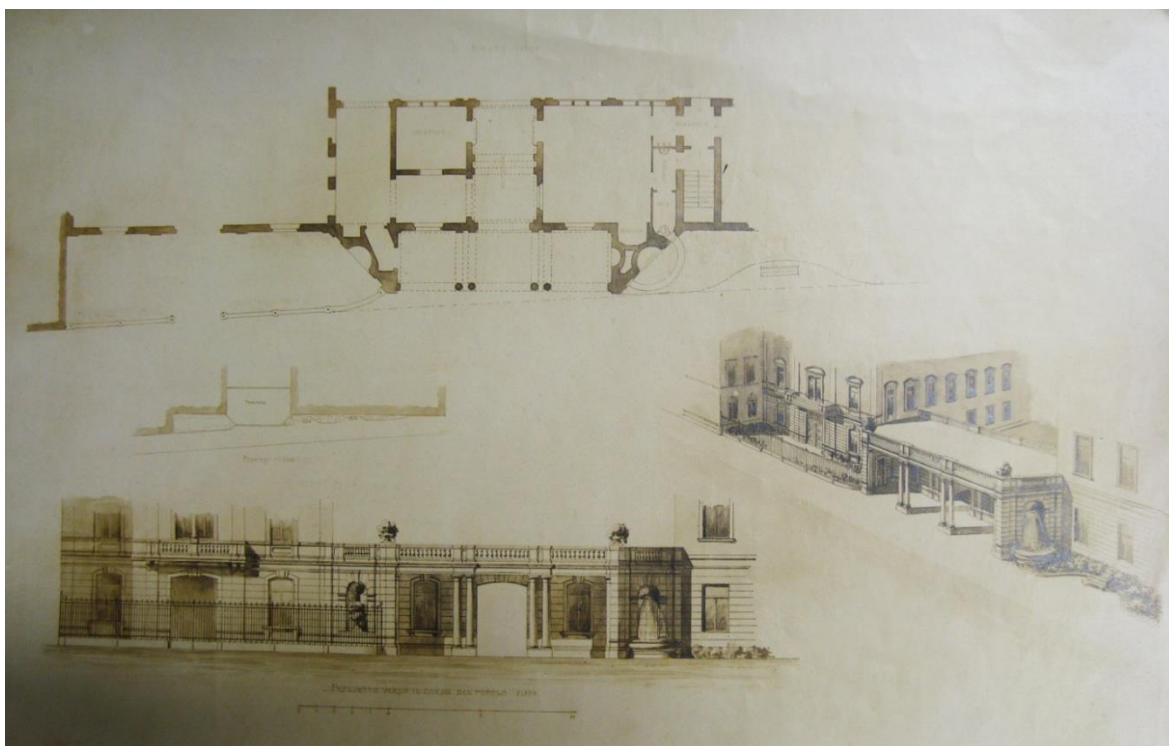
Scheda n°:	31
Titolo:	<i>Progetto di una nuova strada che dal Caffè Pedrocchi conduce ad una nuova stazione ferroviaria</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ing. L. Peretti
Anno:	1901
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Tavola con il progetto di una nuova strada alternativa all'attuale corso, di quest'ultimo sono comunque visibili il tracciato e le preesistenze
Bibliografia:	C. Aymonino, M. Brusantin, G. Fabbri, M. Lena, P. Lovero, S. Lucianetti, A. Rossi, <i>La città di Padova. Saggio di analisi urbana</i> , Roma, Officina Edizioni, 1970, immagine n. 263



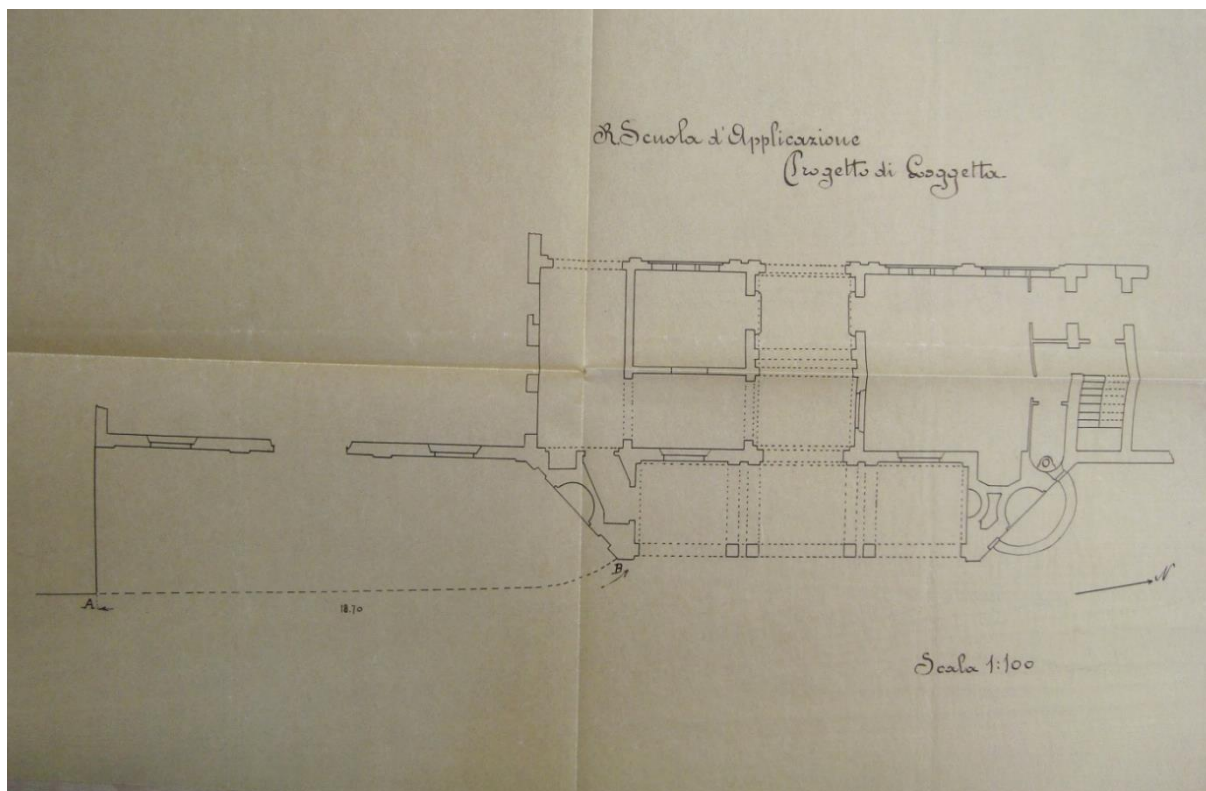
Scheda n°:	32
Titolo:	<i>Progetto di ampliamento della R. Scuola di Applicazione per gli Ingegneri di Padova</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1911-1913
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Pianta del piano terra su fronte strada
Archivio:	AGCPd, Fondo: AAC, b. 294, fasc. 3, s. fasc. IV – Progetti e disegni di variazioni e sistemazioni da apportarsi alla Scuola lungo Corso del Popolo (1911-1913)



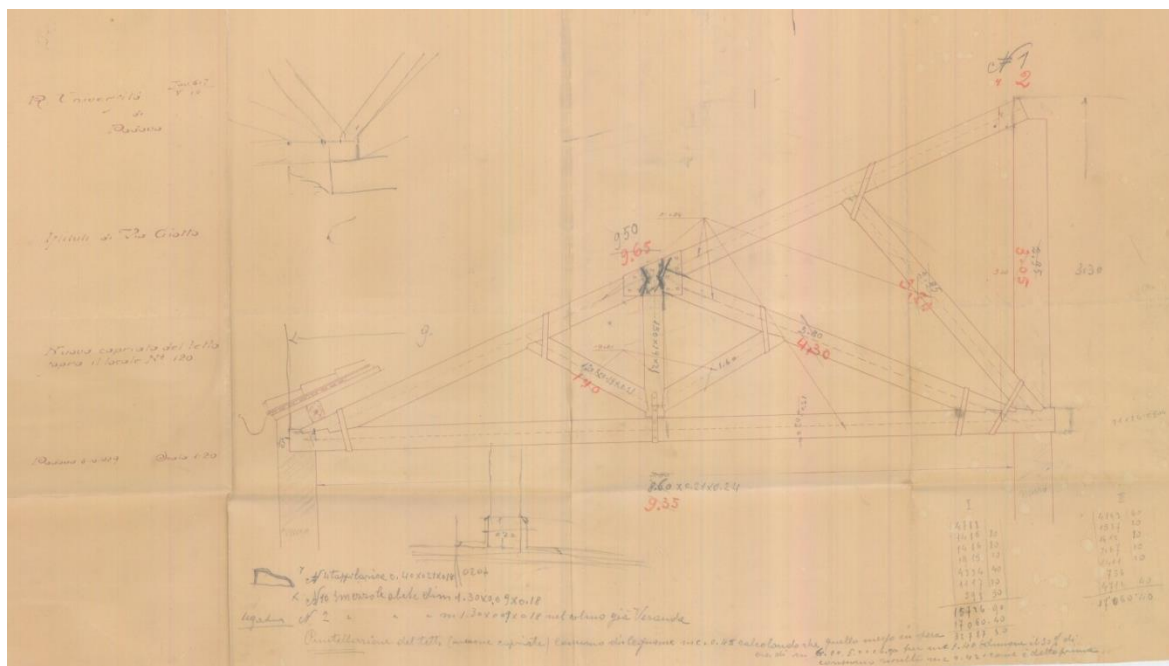
Scheda n°:	33
Titolo:	<i>[Proposta di sistemazione del prospetto sul nuovo Corso Garibaldi]</i>
Tecnica:	Disegno a china su carta
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1911-1913
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Pianta, prospetto e vista della proposta di sistemazione del prospetto affacciato sul nuovo tracciato stradale
Archivio:	AGCPd, Fondo: AAC, b. 294, fasc. 3, s. fasc. IV – Progetti e disegni di variazioni e sistemazioni da apportarsi alla Scuola lungo Corso del Popolo (1911-1913)



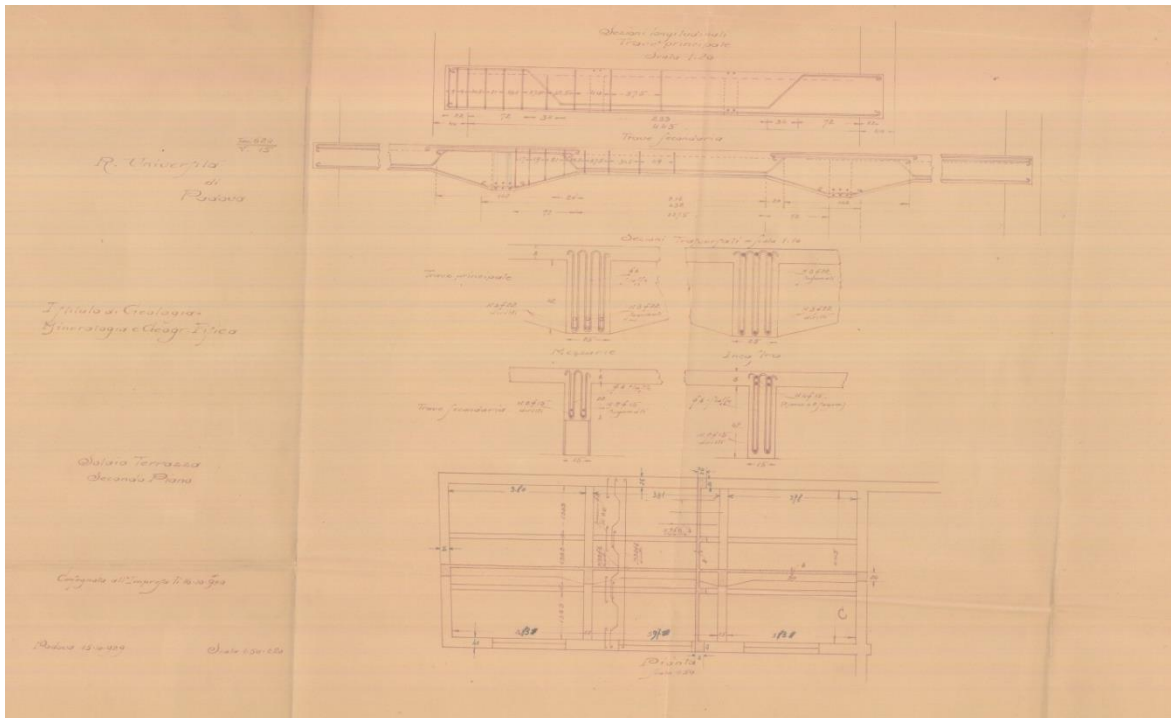
Scheda n°:	34
Titolo:	<i>R. Scuola d'Applicazione. Progetto di loggetta</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Autore:	[sconosciuto]
Anno:	1911-1913
Scala:	1:100
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Pianta del progetto di sistemazione del prospetto su Corso Garibaldi mediante la realizzazione di una loggetta
Archivio:	AGCPd, Fondo: AAC, b. 294, fasc. 3, s. fasc. IV – Progetti e disegni di variazioni e sistemazioni da apportarsi alla Scuola lungo Corso del Popolo (1911-1913)



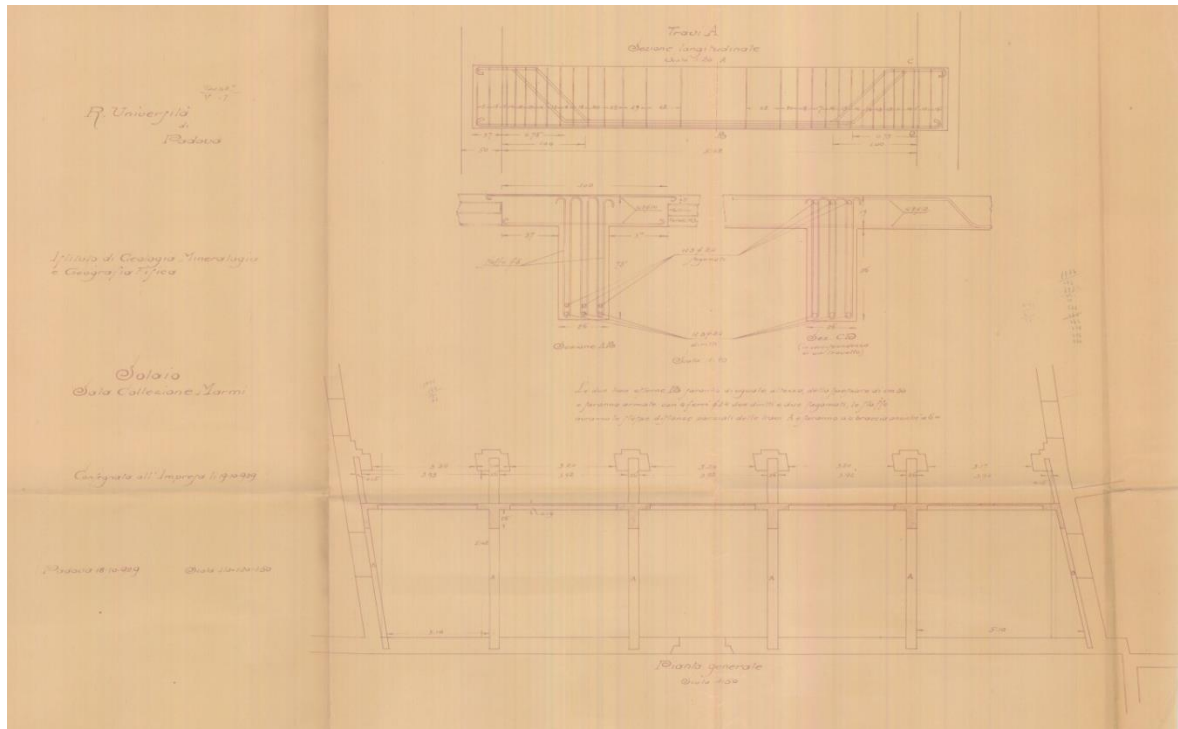
Scheda n°:	35
Titolo:	Istituti di via Giotto – Nuova capriata del tetto sopra il locale n° 120
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1929
Scala:	1:20
Formato [mm]:	694x390
Soggetto:	Rappresentazione della capriata in legno con indicazione delle misure proposte
Archivio:	AGUPd, Archivio Consorzi, 13.24-1, tav. 617



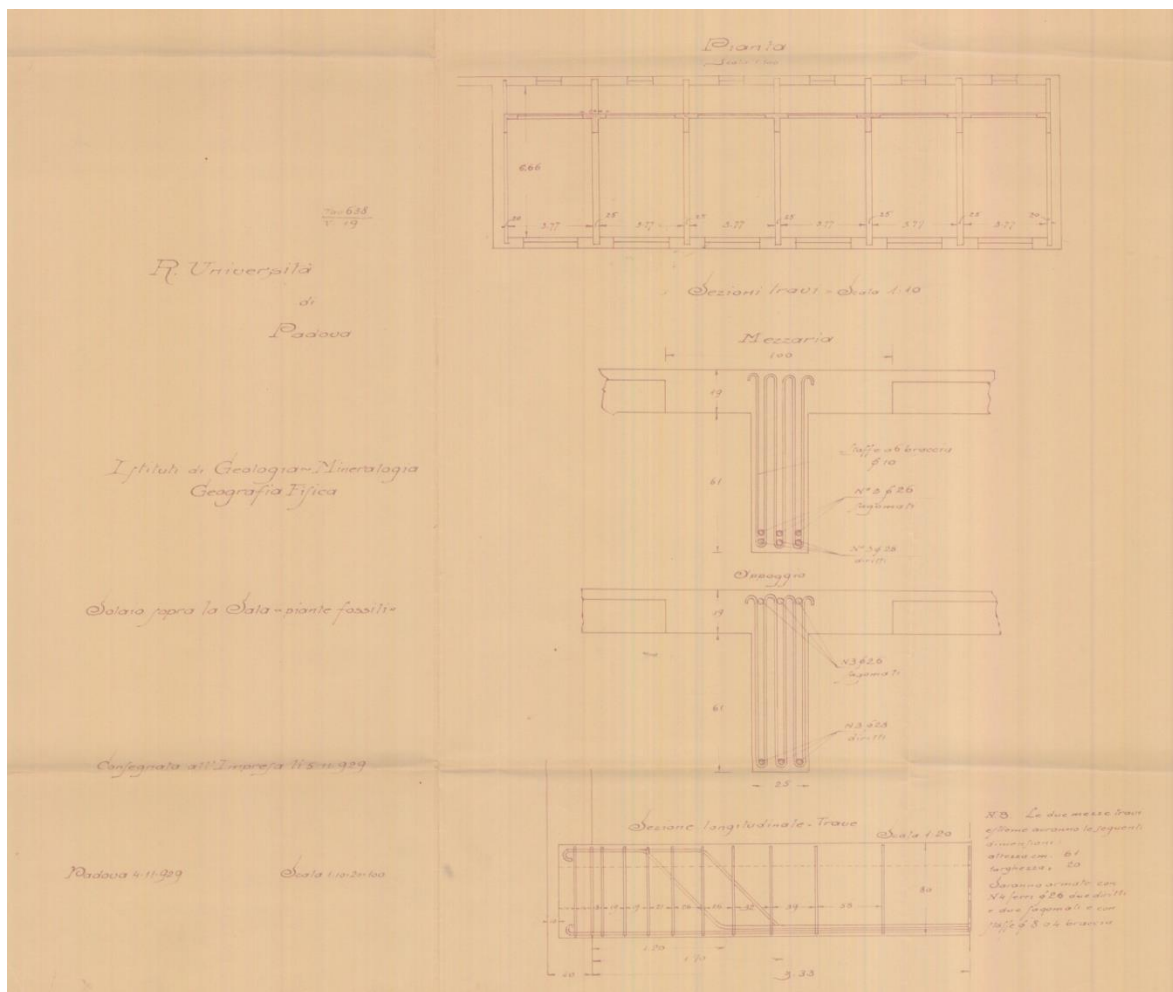
Scheda n°:	36
Titolo:	<i>Istituti di Geologia-Mineralogia e Geografia fisica – Solaio terrazza secondo piano</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1929
Scala:	1:20 - 1:50
Formato [mm]:	788,4x525,8
Soggetto:	Pianta e sezioni dei particolari del solaio al secondo piano
Archivio:	AGUPd, Archivio Consorzi, 13.24-1, tav. 624



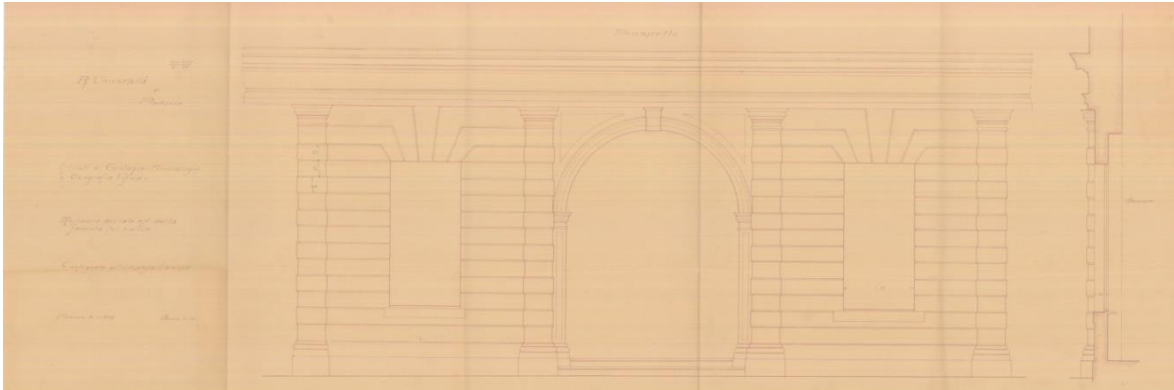
Scheda n°:	37
Titolo:	<i>Istituti di Geologia-Mineralogia e Geografia fisica – Solaio sala collezioni marmi</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1929
Scala:	1:10 - 1:20 - 1:50
Formato [mm]:	755,4x481,1
Soggetto:	Pianta e sezioni dei particolari del solaio della sala dei marmi
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.24-1, tav. 627



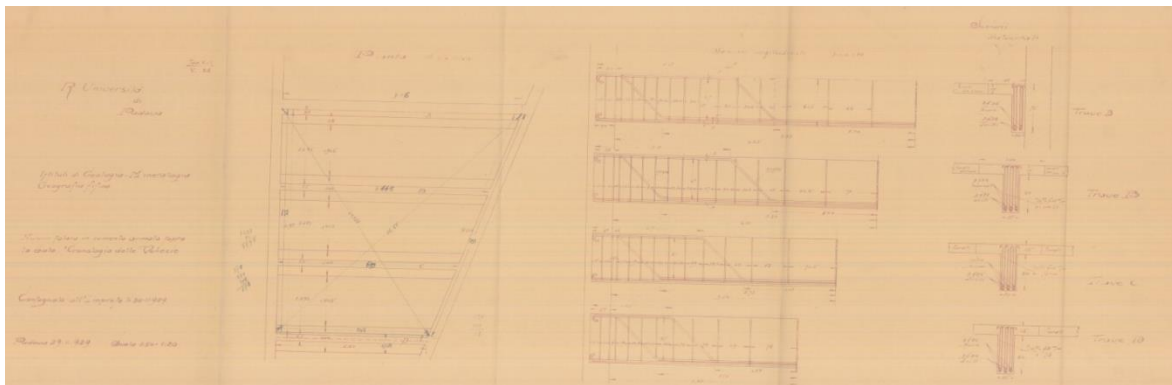
Scheda n°:	38
Titolo:	<i>Istituti di Geologia-Mineralogia e Geografia fisica – Solaio sopra la sala «piante fossili»</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1929
Scala:	1:10 - 1:20 - 1:100
Formato [mm]:	755,4x481,1
Soggetto:	Pianta e sezioni dei particolari del solaio della sala denominata «piante fossili»
Archivio:	AGUPd, Archivio Consorzi, 13.24-1, tav. 638



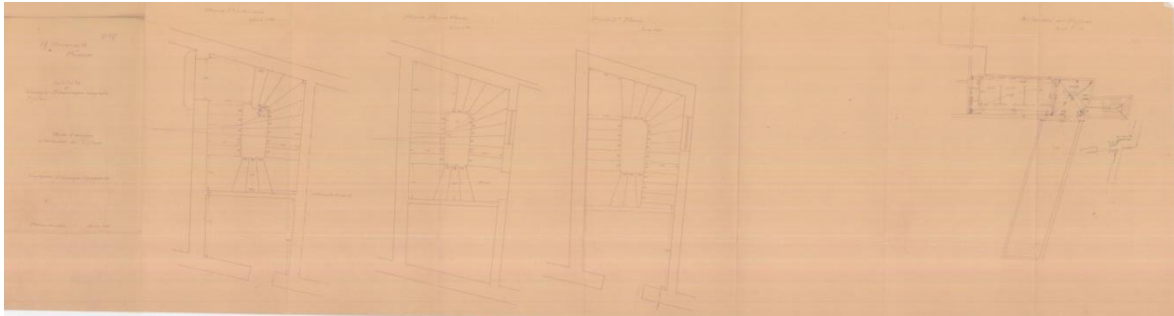
Scheda n°:	39
Titolo:	<i>Istituti di Geologia-Mineralogia e Geografia fisica – Restauro del lato est della facciata sul cortile</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1929
Scala:	1:20
Formato [mm]:	1101,34x399,3
Soggetto:	Rappresentazione in pianta del prospetto affacciato sul cortile interno
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.24-1, tav. 640



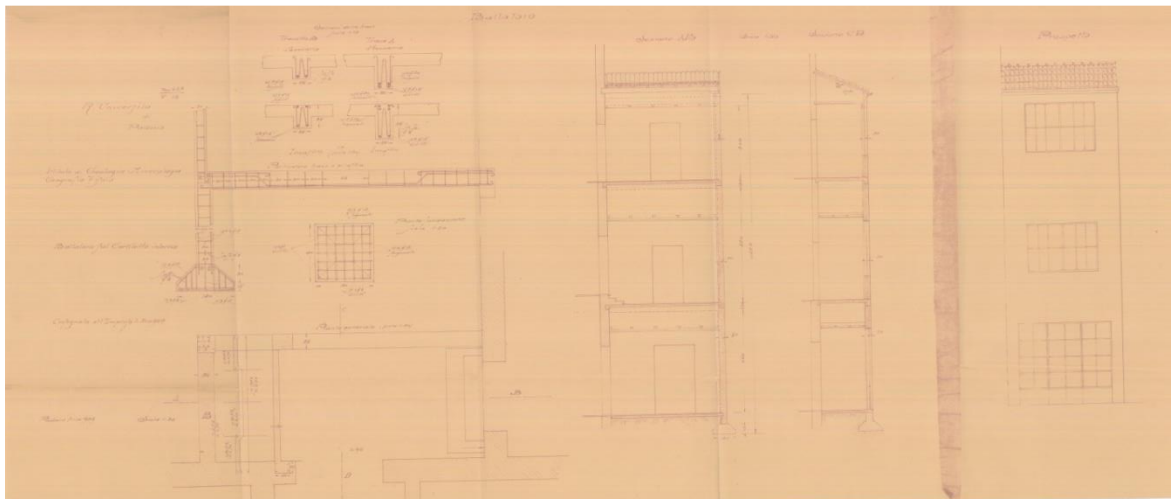
Scheda n°:	40
Titolo:	<i>Istituti di Geologia-Mineralogia e Geografia fisica – Nuovo solaio in cemento armato sopra «Cronologia delle Venezie»</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1929
Scala:	1:20 – 1:50
Formato [mm]:	1007,9x350
Soggetto:	Rappresentazione in pianta del solaio e dei particolari in sezione
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.24-1, tav. 651



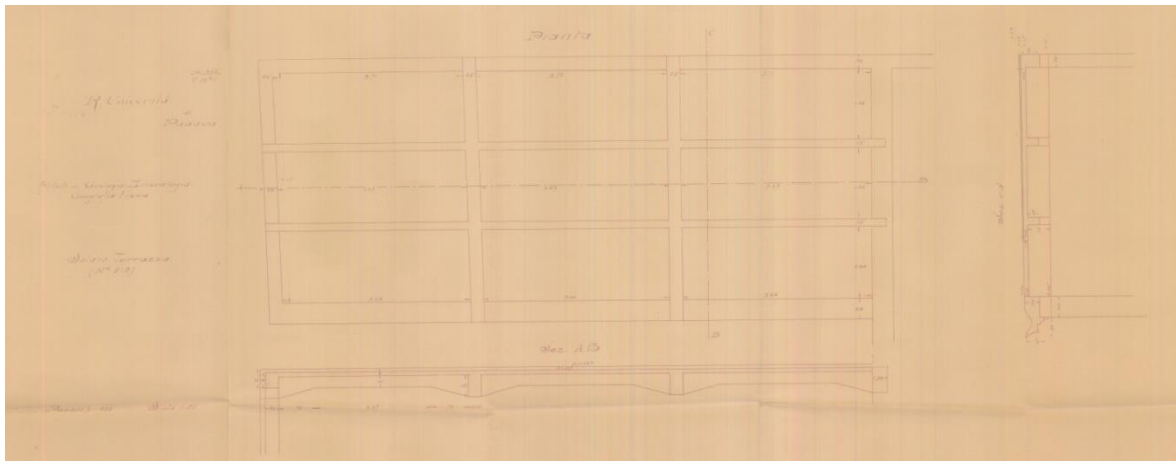
Scheda n°:	41
Titolo:	<i>Istituti di Geologia-Mineralogia e Geografia fisica – Scala di accesso all’abitazione del custode</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell’Università di Padova
Anno:	1929
Scala:	1:20
Formato [mm]:	1744x530,4
Soggetto:	Progetto della scala nell’abitazione del custode
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.24-1, tav. 625



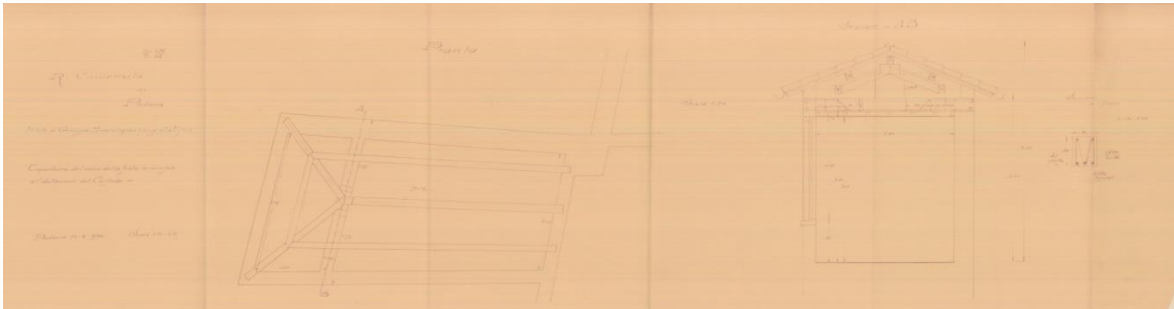
Scheda n°:	42
Titolo:	<i>Istituti di Geologia-Mineralogia e Geografia fisica – Ballatoio sul cortiletto interno</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1929
Scala:	1:20
Formato [mm]:	1042x469
Soggetto:	Progetto del ballatoio – sezioni e particolari
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.24-1, tav. 625



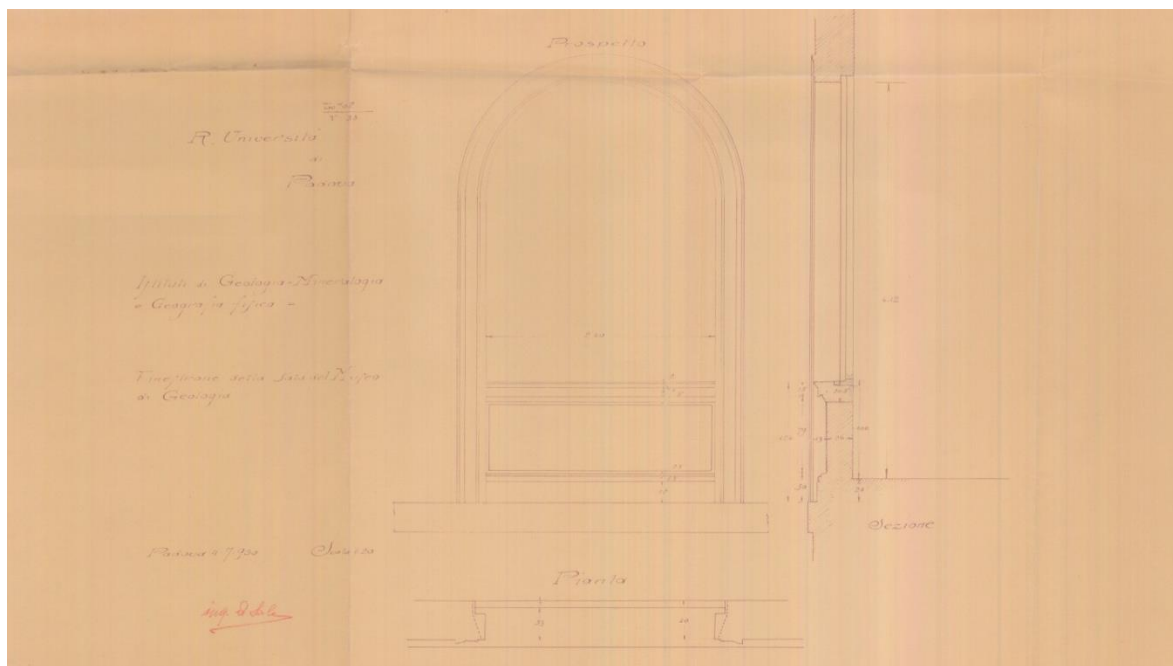
Scheda n°:	43
Titolo:	<i>Istituti di Geologia-Mineralogia e Geografia fisica – Solaio terrazza n° 212</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1930
Scala:	1:25
Formato [mm]:	970,3x407,4
Soggetto:	Rappresentazione in pianta e sezione del solaio
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.24-1, tav. 655



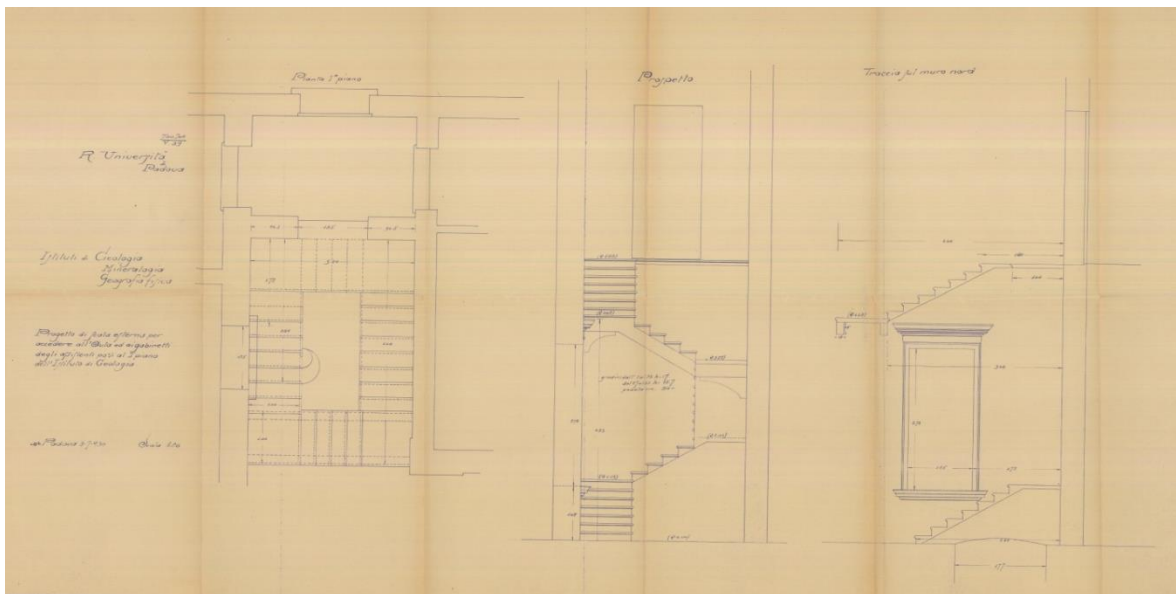
Scheda n°:	45
Titolo:	<i>Istituti di Geologia-Mineralogia e Geografia fisica – Copertura del vano della scala di accesso all’abitazione del custode</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell’Università di Padova
Anno:	1930
Scala:	1:10 – 1:20
Formato [mm]:	1243,1x331,85
Soggetto:	Disegni della piante e della sezione della copertura dell’abitazione destinata al custode
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.24-1, tav. 696



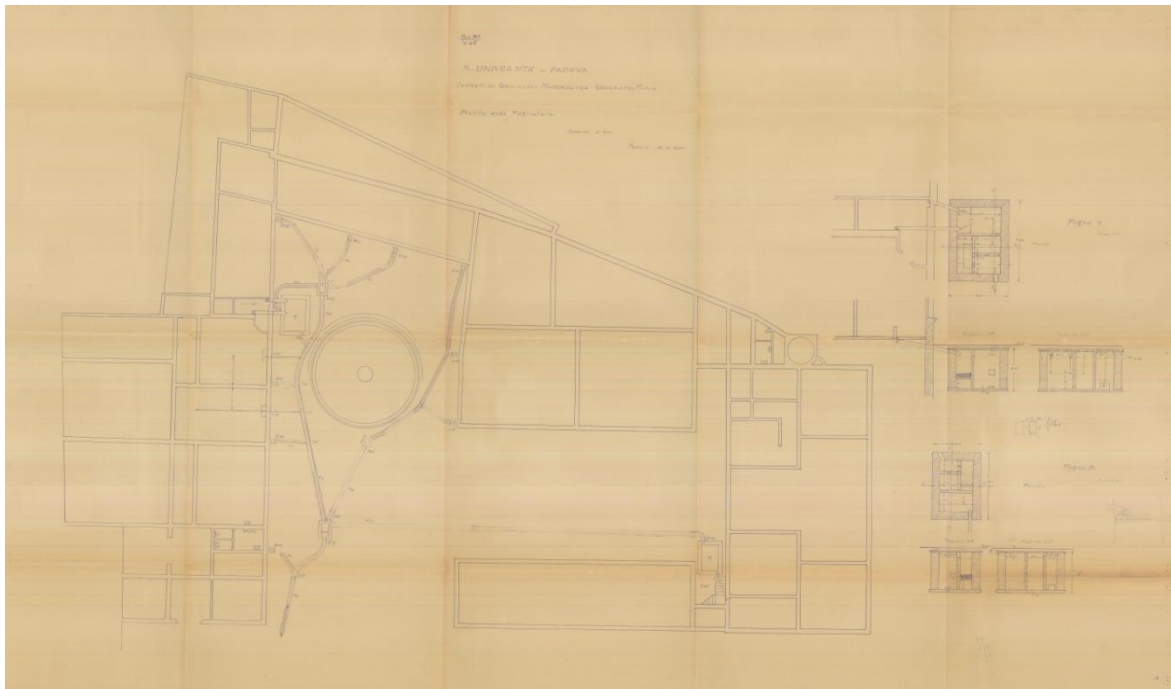
Scheda n°:	46
Titolo:	<i>Istituti di Geologia-Mineralogia e Geografia fisica – Finestrone della sala del museo di Geologia</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1930
Scala:	1:20
Formato [mm]:	636,52x357,12
Soggetto:	Pianta, prospetto e sezione dell'infisso della finestra della sala del museo di Geologia
Archivio:	AGUPd, Archivio Consorzi, 13.24-1, tav. 702



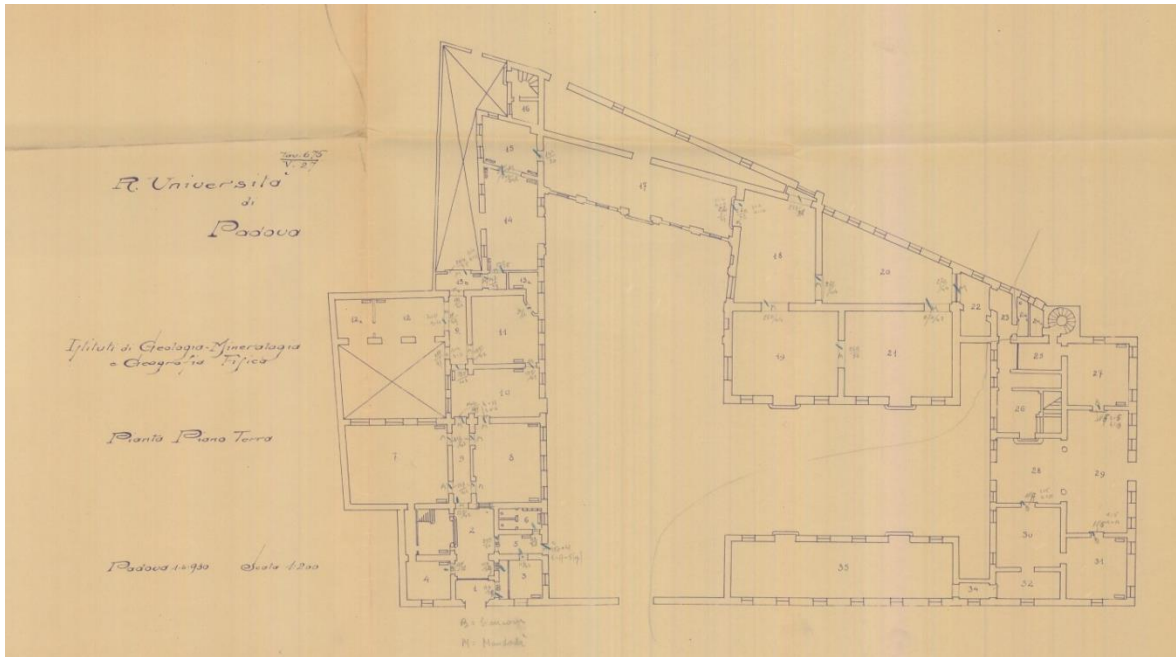
Scheda n°:	47
Titolo:	<i>Istituti di Geologia-Mineralogia e Geografia fisica – Progetto di scala esterna per accedere all'aula ed ai gabinetti degli assistenti posti al 1° piano dell'Istituto di Geologia</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1930
Scala:	1:20
Formato [mm]:	1183,64x606
Soggetto:	Progetto della scala in pianta e sezione
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.24-1, tav. 704



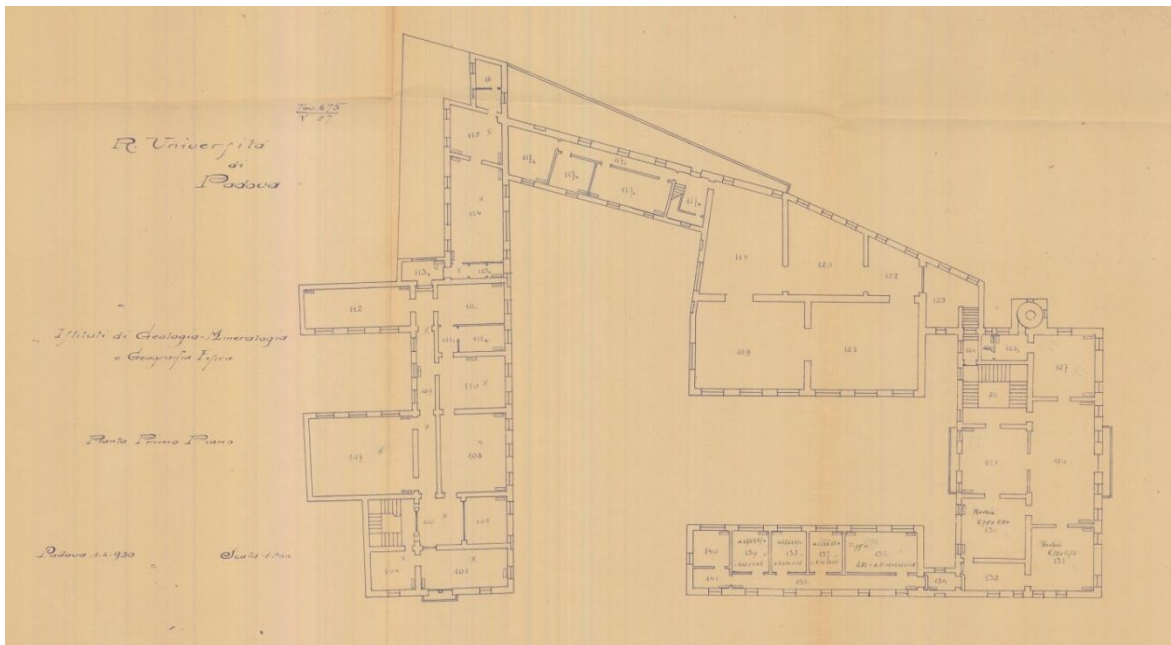
Scheda n°:	48
Titolo:	<i>Istituti di Geologia-Mineralogia e Geografia fisica – Pianta delle fognature</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1930
Scala:	1:100 – 1:50
Formato [mm]:	1283,72x776,2
Soggetto:	Progetto delle fognature e particolari
Archivio:	AGUPd, Archivio Consorzi, 13.24-1, tav. 727



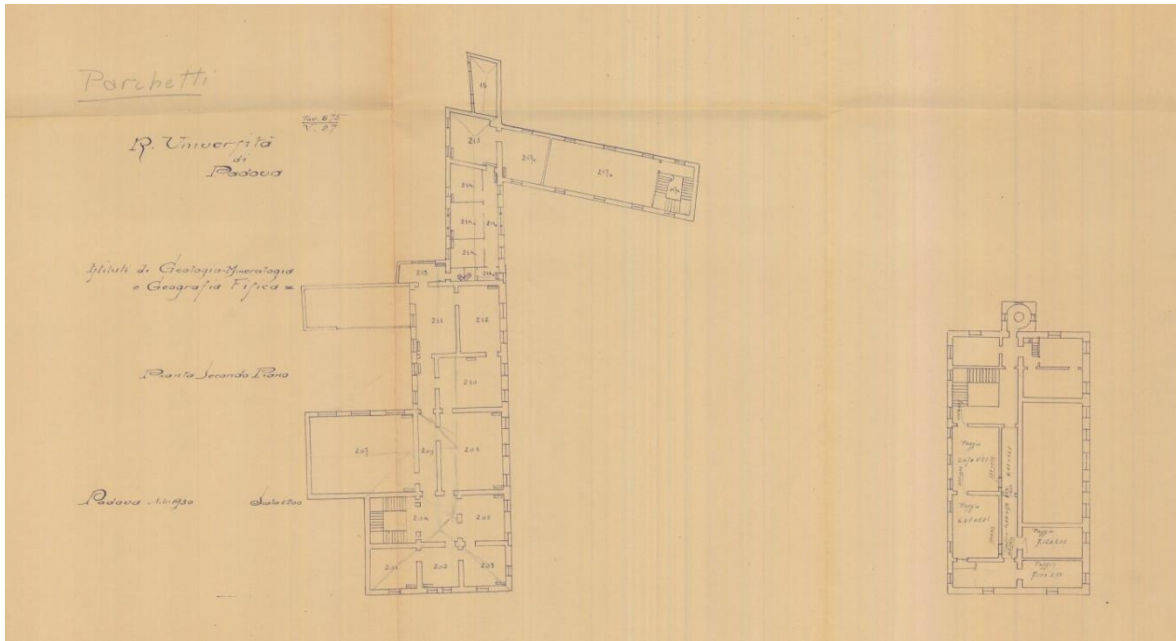
Scheda n°:	49
Titolo:	<i>Istituto di Geologia-Mineralogia e Geografia Fisica- Pianta piano terra</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1930
Scala:	1:200
Formato [mm]:	696x380
Soggetto:	Rappresentazione della pianta del piano terra degli Istituti appartenenti all'Università di Padova
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.22-5, tav. 1



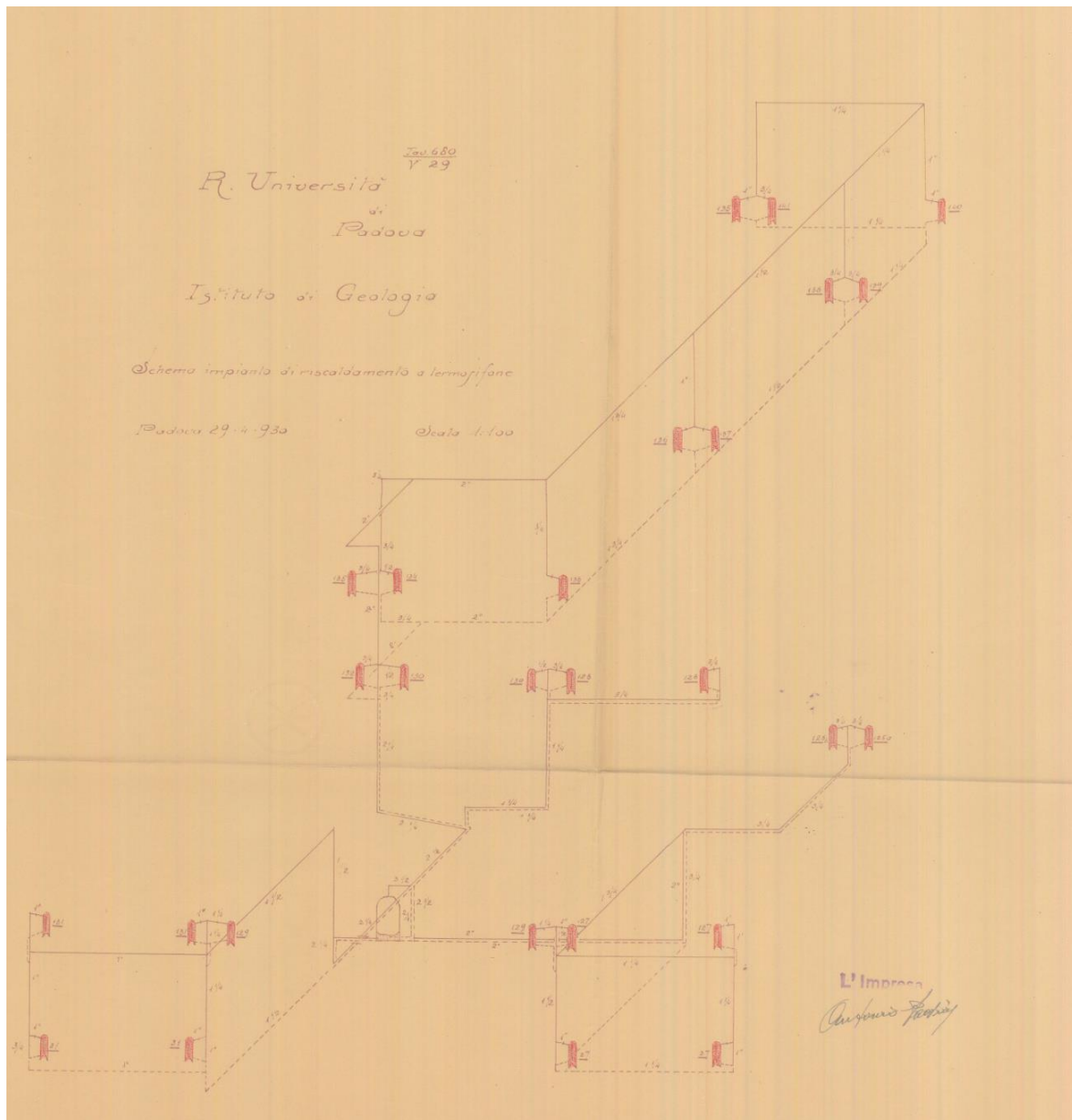
Scheda n°:	50
Titolo:	<i>Istituto di Geologia-Mineralogia e Geografia Fisica- Pianta primo piano</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1930
Scala:	1:200
Formato [mm]:	688,85x374,4
Soggetto:	Rappresentazione della pianta al primo piano degli Istituti appartenenti all'Università di Padova
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.22-2.1, tav. 1



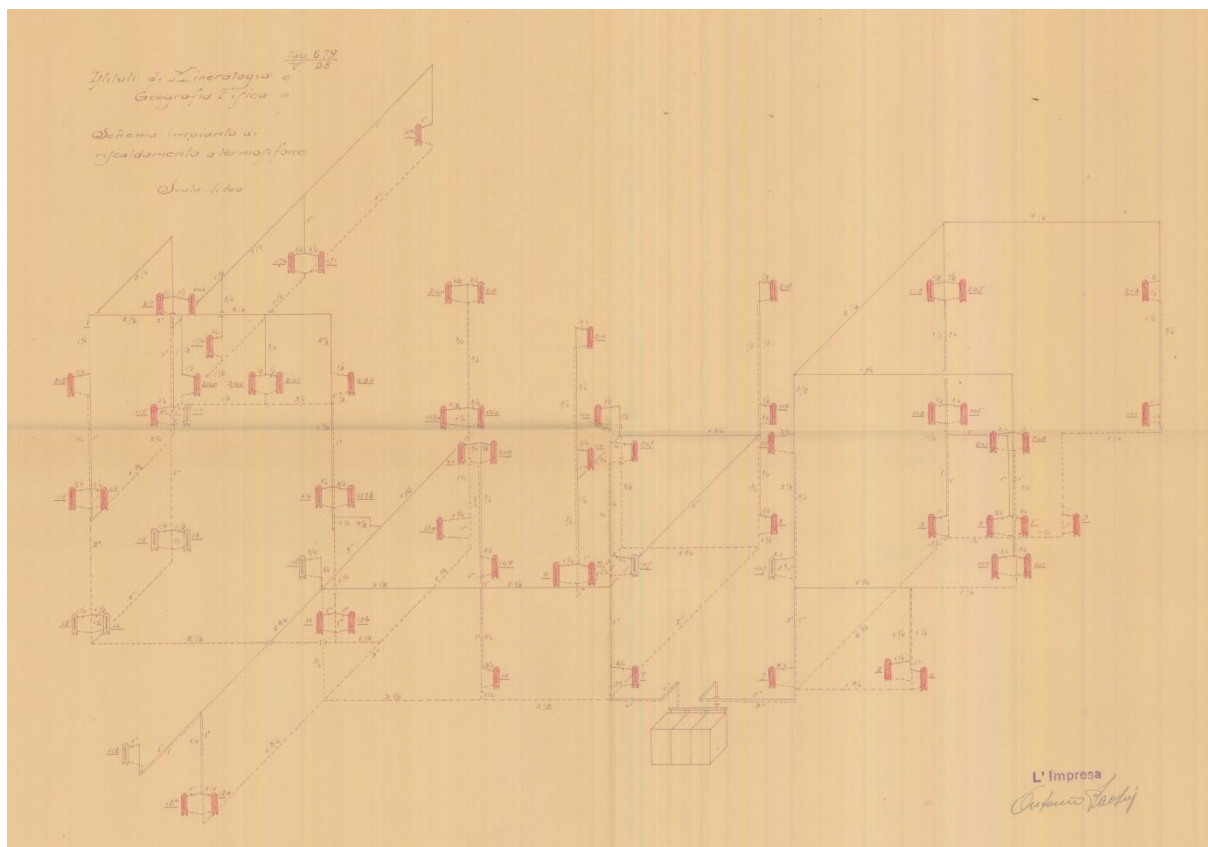
Scheda n°:	51
Titolo:	<i>Istituto di Geologia-Mineralogia e Geografia Fisica- Pianta secondo piano</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1930
Scala:	1:200
Formato [mm]:	693x388
Soggetto:	Rappresentazione della pianta al secondo piano degli Istituti appartenenti all'Università di Padova
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.22-2.1, tav. 2



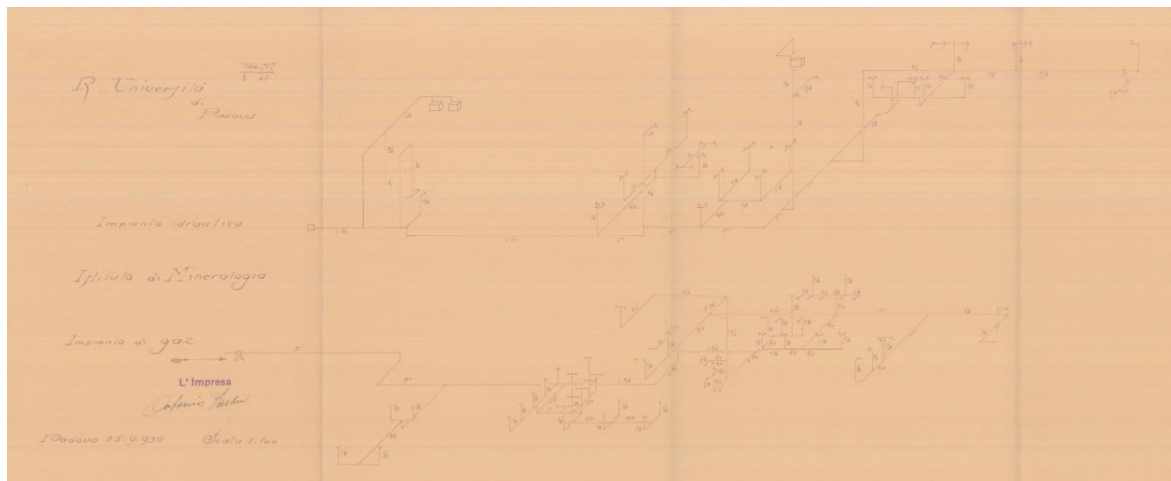
Scheda n°:	52
Titolo:	<i>Istituto di Geologia – Schema impianto di riscaldamento a termosifone</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1930
Scala:	1:100
Formato [mm]:	487,2x493,3
Soggetto:	Rappresentazione dello schema impiantistico di riscaldamento
Archivio:	AGUPd, Archivio Consorzi, 13.22-6, tav. 4



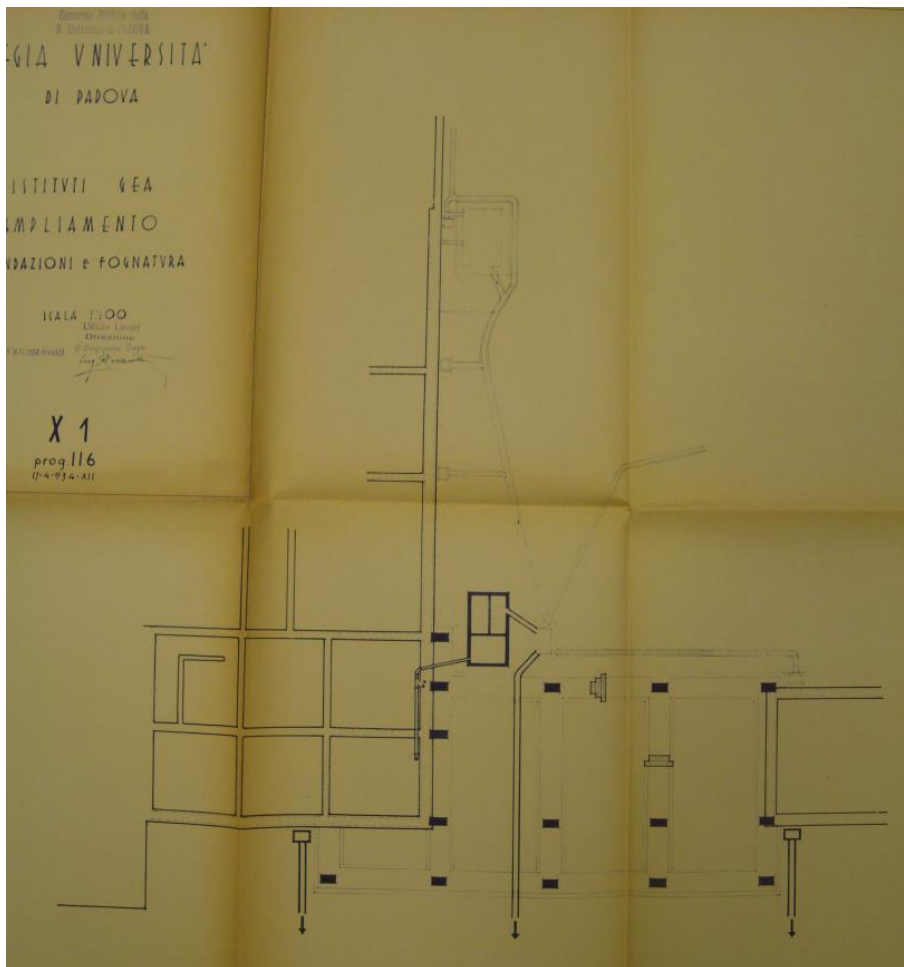
Scheda n°:	53
Titolo:	<i>Istituto di Geologia – Schema impianto di riscaldamento a termosifone</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1930
Scala:	1:100
Formato [mm]:	649,73x471,42
Soggetto:	Rappresentazione dello schema impiantistico di riscaldamento
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.22-6, tav. 5



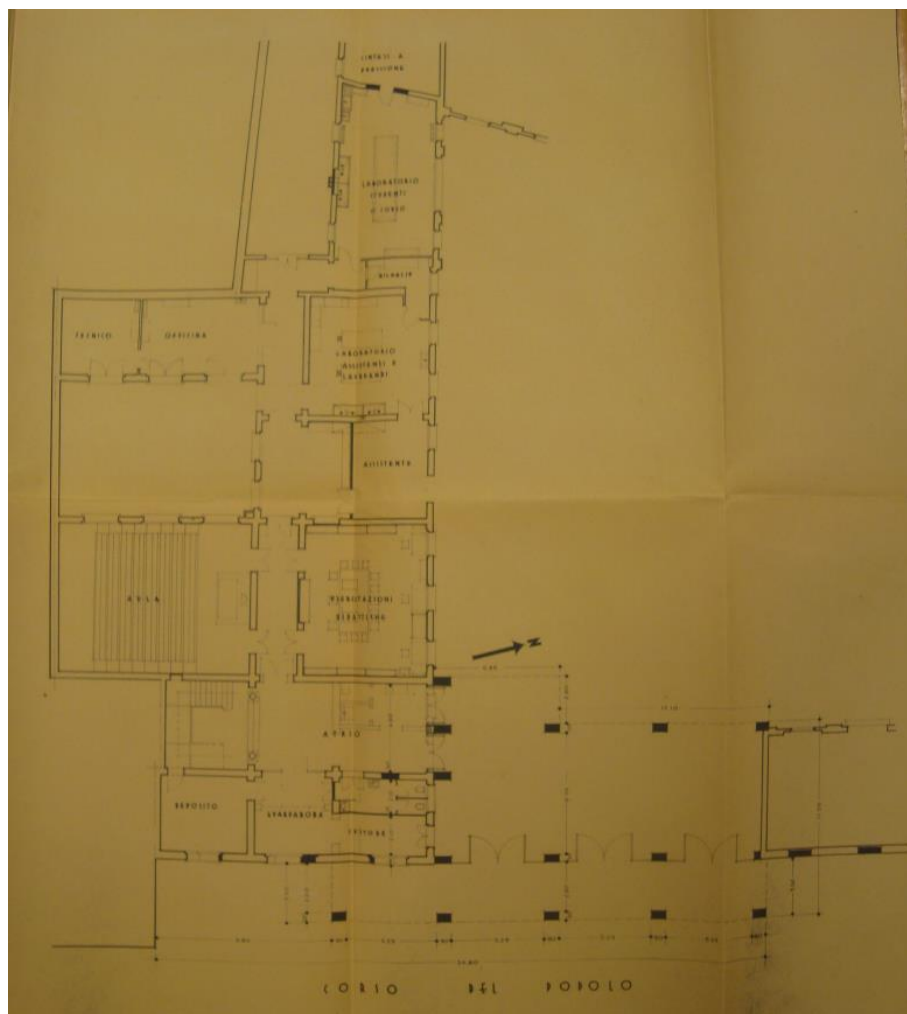
Scheda n°:	54
Titolo:	<i>Istituto di Mineralogia – Impianto idraulico e a gas</i>
Tecnica:	Disegno ad inchiostro su carta
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1930
Scala:	1:100
Formato [mm]:	752,9x329,7
Soggetto:	Rappresentazione dello schema idraulico e a gas
Archivio:	AGUPd, Archivio Consorzi, 13.22-6, tav. 6



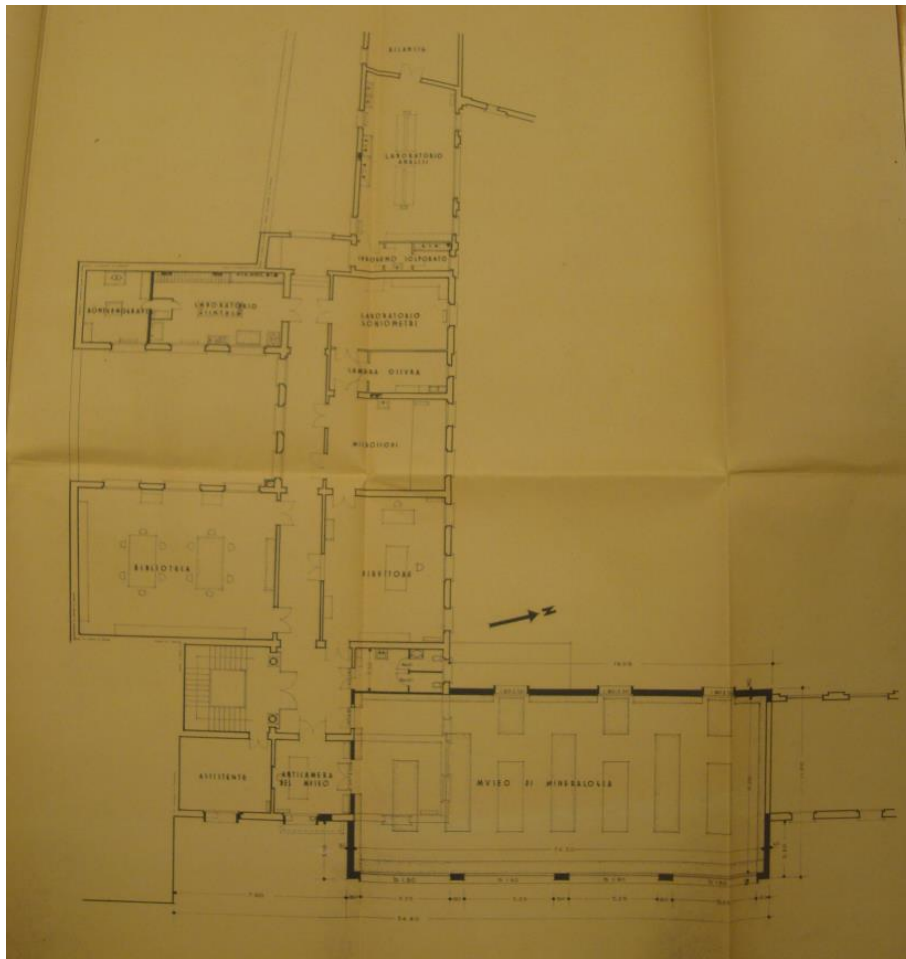
Scheda n°:	55
Titolo:	<i>Istituti GEA – Ampliamento fondazioni e fognatura</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1934
Scala:	1:100
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Disegno della fognatura
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.86, tav. 1



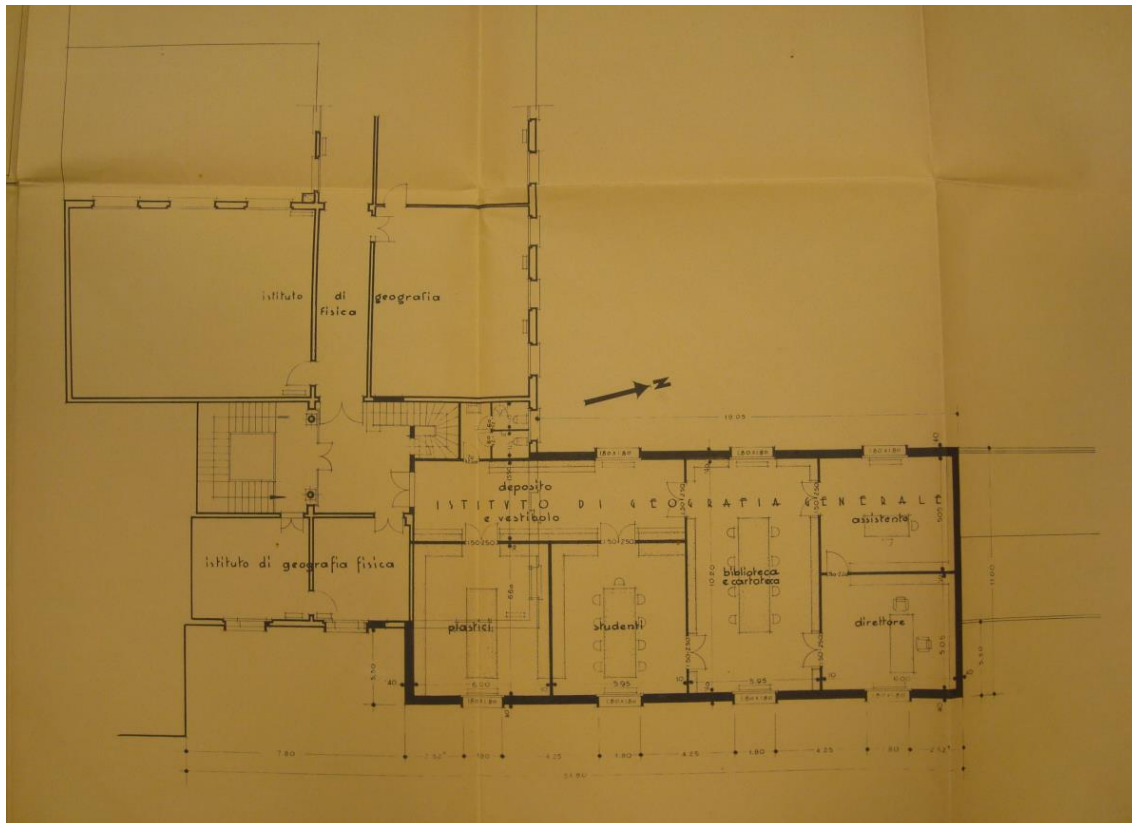
Scheda n°:	56
Titolo:	<i>Istituti GEA – Ampliamento pianta piano terreno</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1934
Scala:	1:100
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Disegno della pianta al piano terra
Archivio:	AGUPd, Archivio Consorzi, 13.86, tav. 2



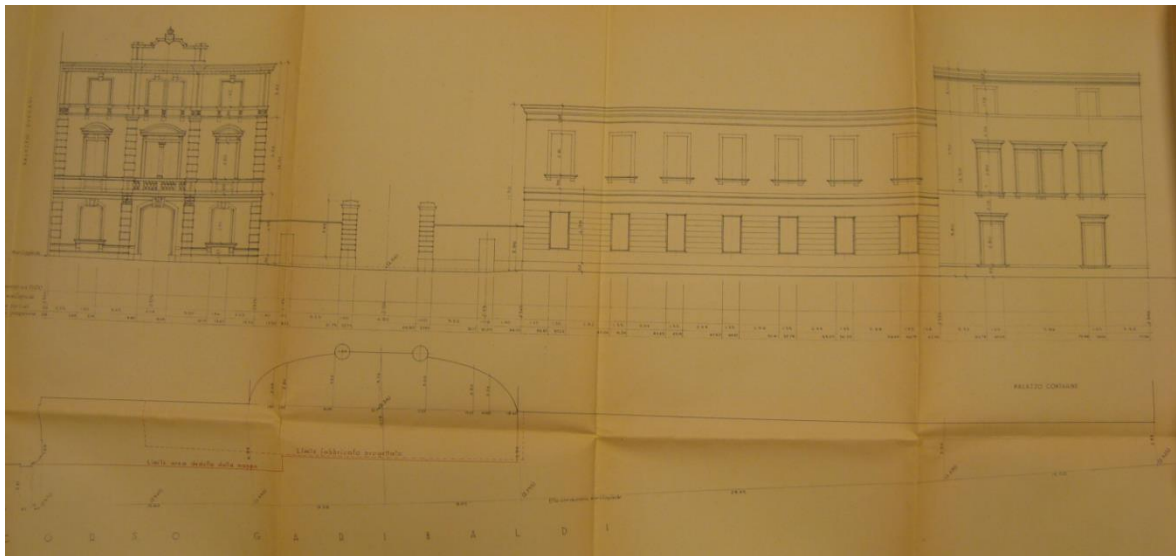
Scheda n°:	57
Titolo:	<i>Istituti GEA – Ampliamento pianta primo piano</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1934
Scala:	1:100
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Disegno della pianta al primo piano
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.86, tav. 4



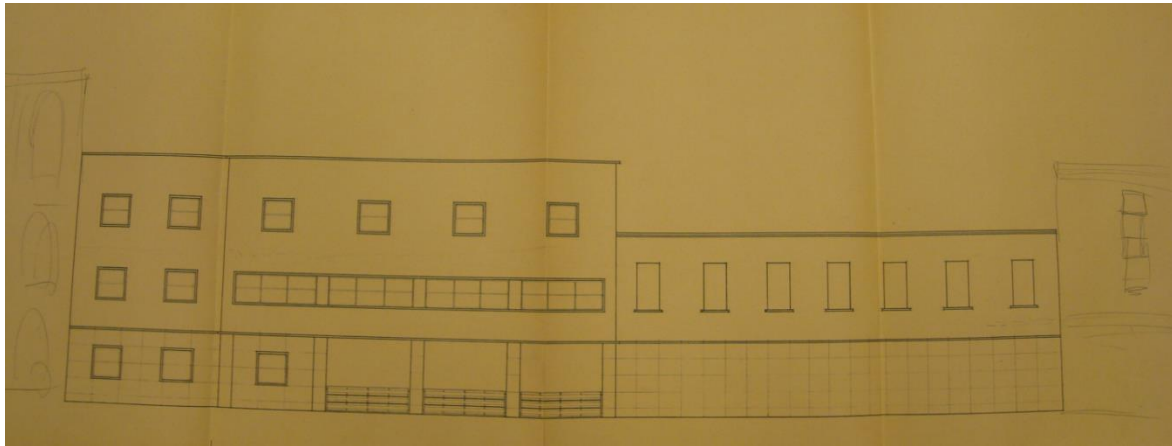
Scheda n°:	58
Titolo:	<i>Istituti GEA – Ampliamento pianta secondo piano</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1934
Scala:	1:100
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Disegno della pianta al secondo piano
Archivio:	AGUPd, Archivio Consorzi, 13.86, tav. 5



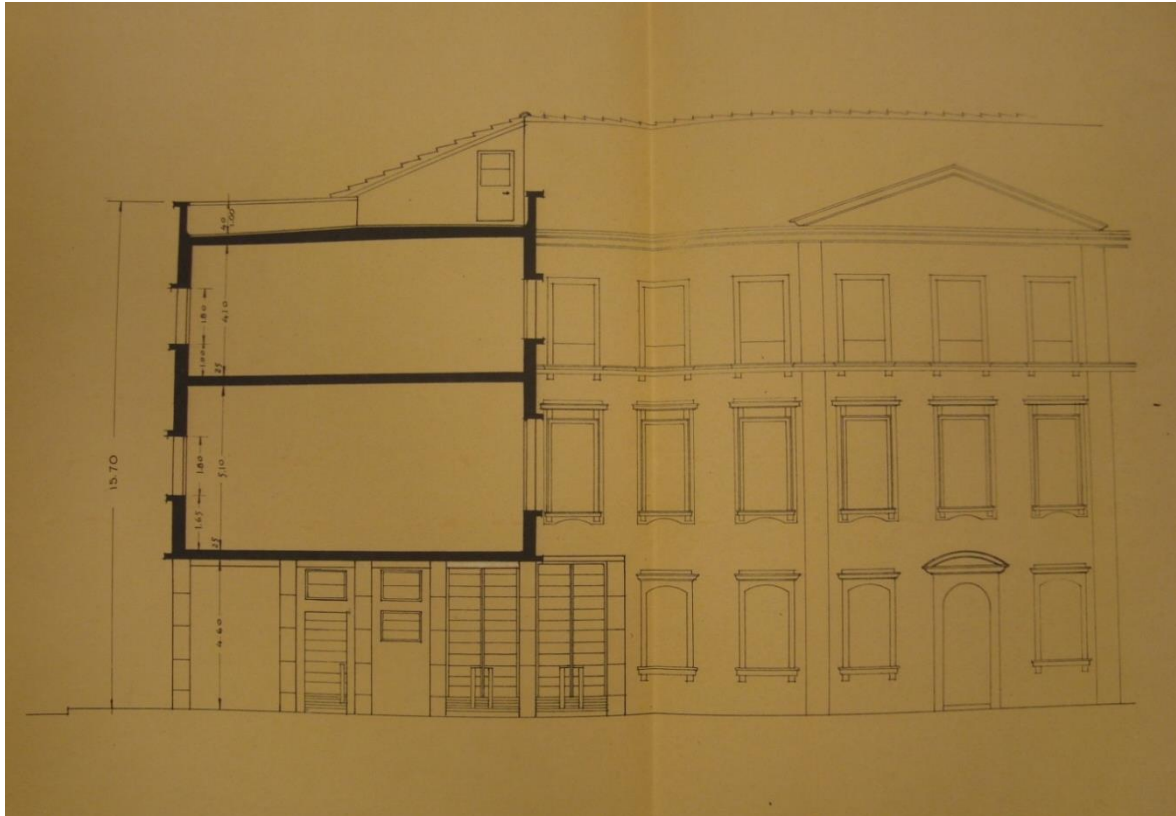
Scheda n°:	59
Titolo:	<i>Istituti GEA – Facciata su Corso Garibaldi</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1934
Scala:	1:100
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Prospetto su Corso Garibaldi
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.86-3, tav. 3



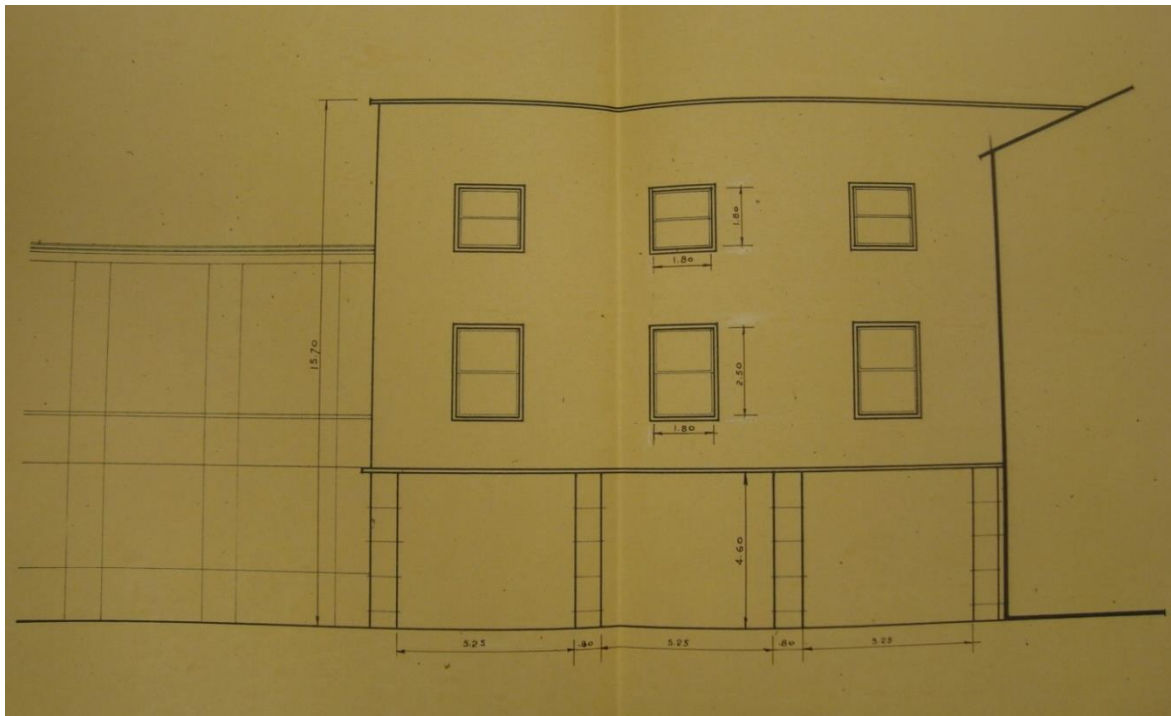
Scheda n°:	60
Titolo:	<i>[Proposta nuovo prospetto]</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1934
Scala:	1:100
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Prospetto proposto ma non realizzato
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.86, tav. 6



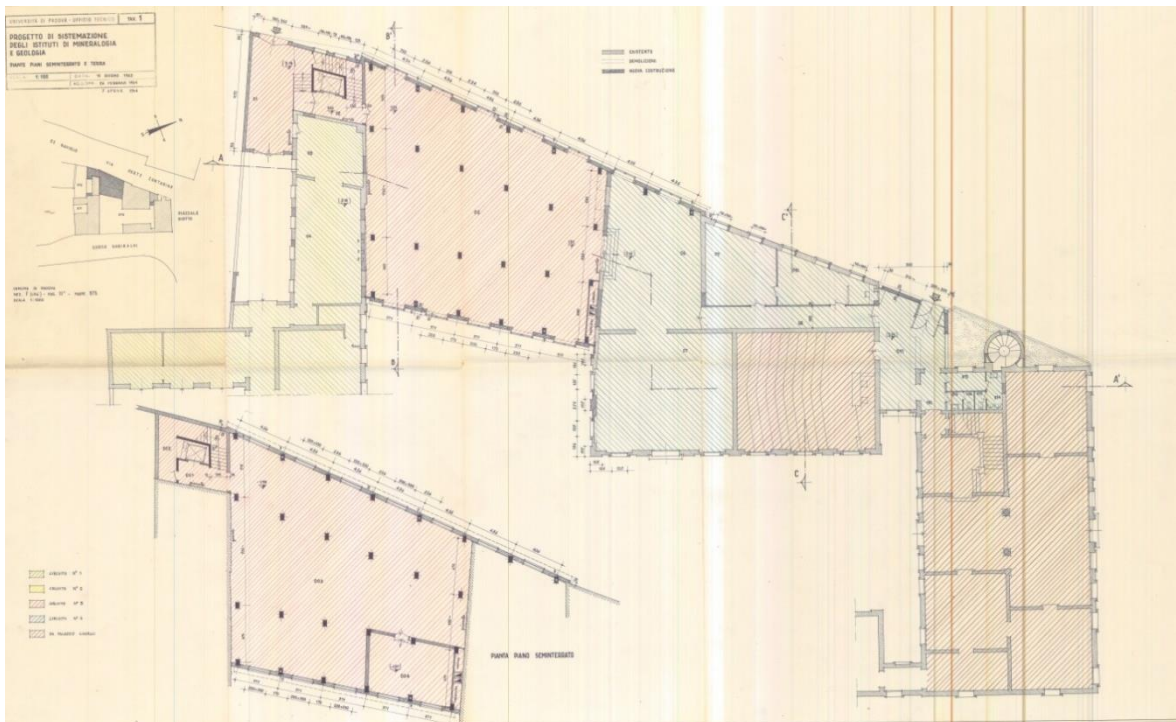
Scheda n°:	61
Titolo:	<i>Istituti GEA – Ampliamento pianta secondo piano</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1934
Scala:	1:100
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Disegno della pianta al secondo piano
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.86-3, tav. 7



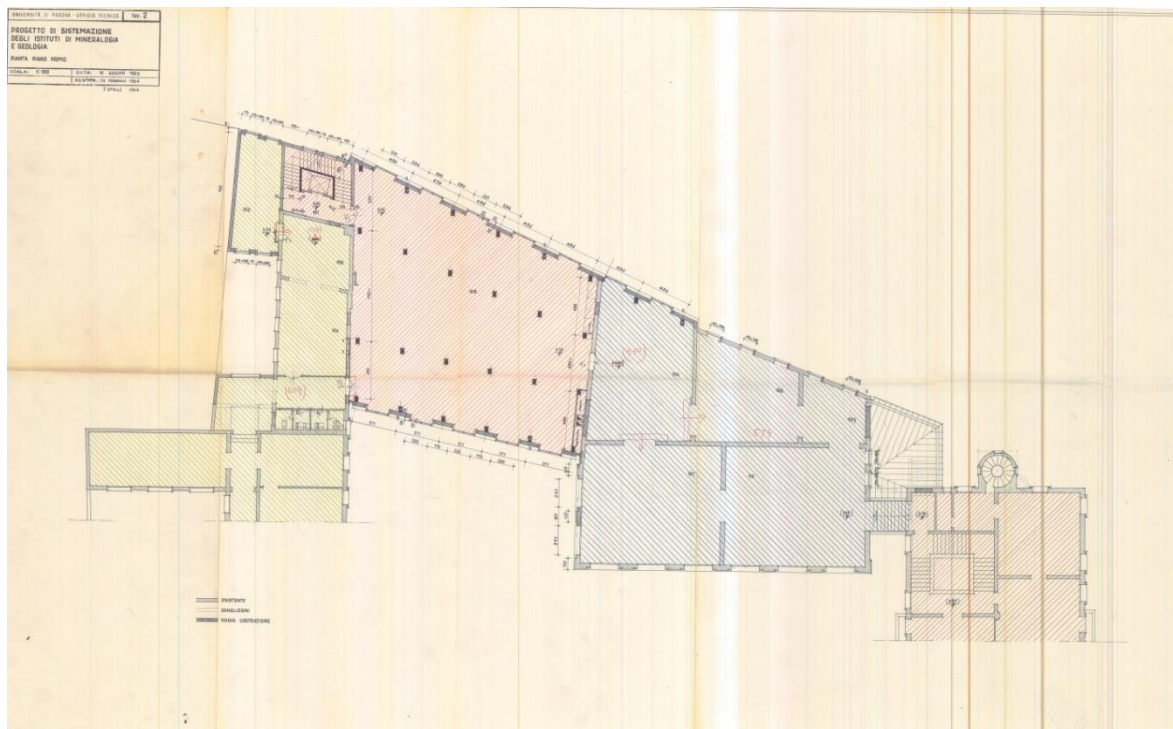
Scheda n°:	62
Titolo:	<i>Istituti GEA – Ampliamento facciata su cortile</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1934
Scala:	1:100
Formato [mm]:	[sconosciuto]
Soggetto:	Disegno raffigurante la facciata progettata
Archivio:	AGUPd, <i>Archivio Consorzi</i> , 13.86-3, tav. 8



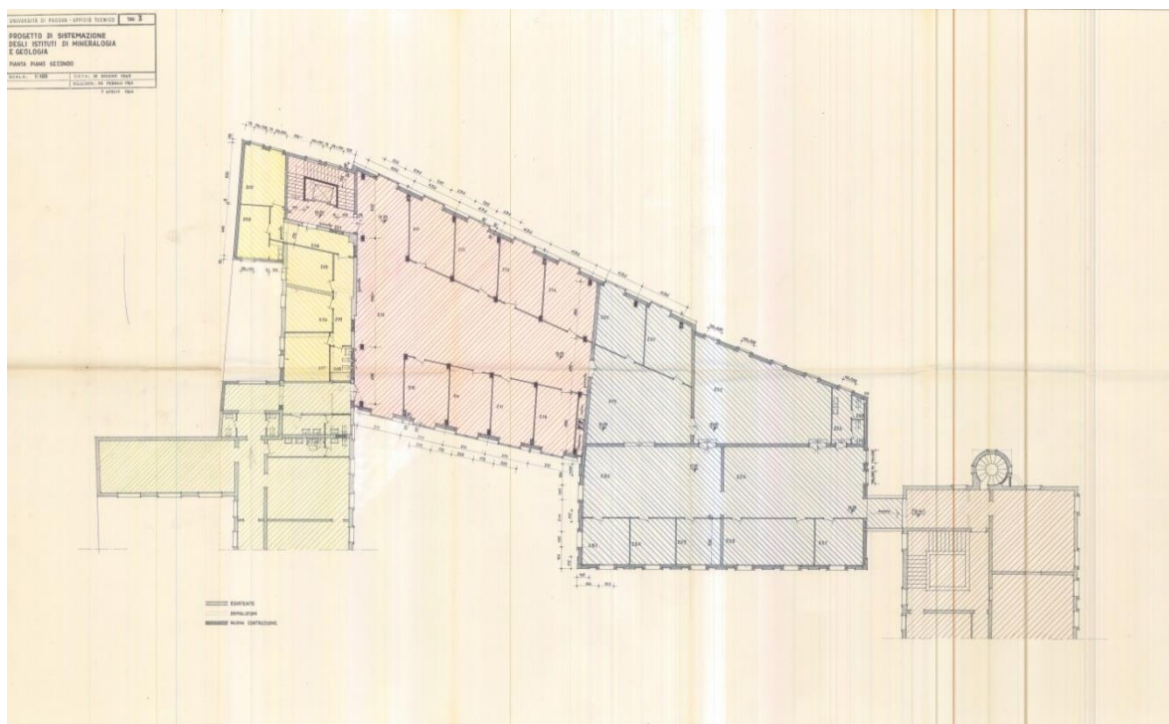
Scheda n°:	63
Titolo:	<i>Progetto di sistemazione degli istituti di mineralogia e geologia - Tav. 1 - Piante Piani Seminterrato e Terra</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1963 (ultima revisione 1964)
Scala:	1:100
Formato [mm]:	1009,4x648,7
Soggetto:	Rappresentazione in pianta dei piani seminterrato e terra degli edifici sul lato Ovest del Complesso Cavalli
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 1.224-1.4



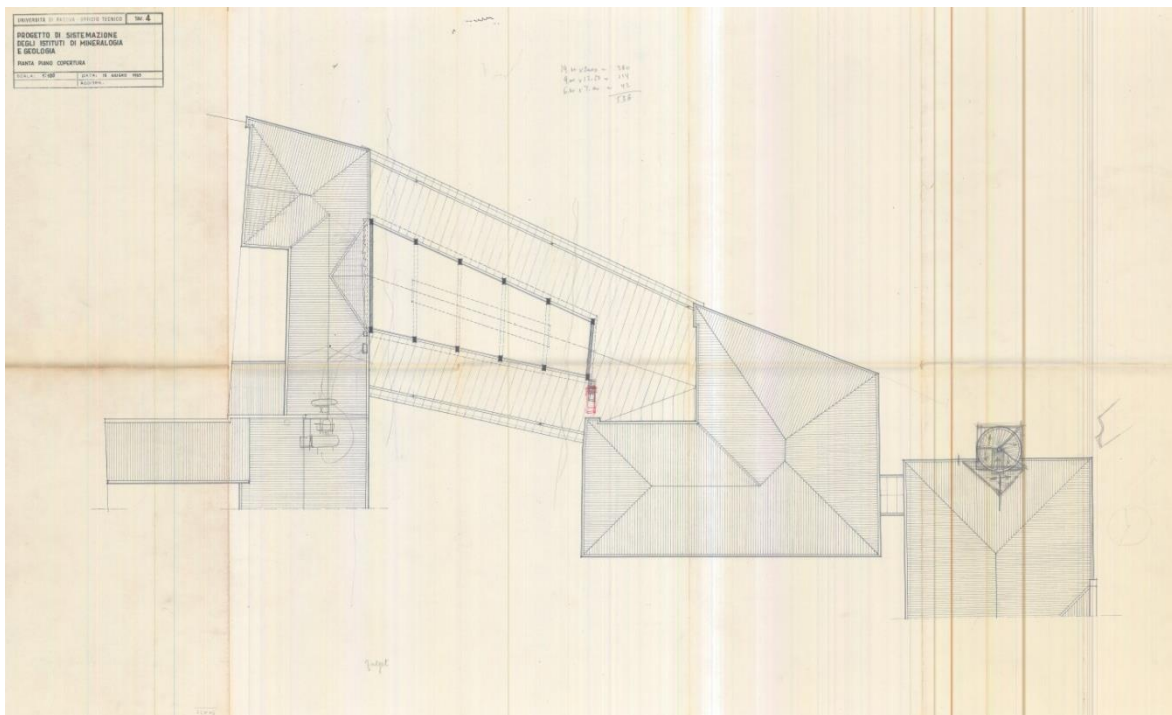
Scheda n°:	64
Titolo:	<i>Progetto di sistemazione degli istituti di mineralogia e geologia - Tav. 2 - Pianta Piano Primo</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1963 (ultima revisione 1964)
Scala:	1:100
Formato [mm]:	1009,4x648,2
Soggetto:	Rappresentazione in pianta del primo piano degli edifici sul lato Ovest del Complesso Cavalli
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 1.224-1.3



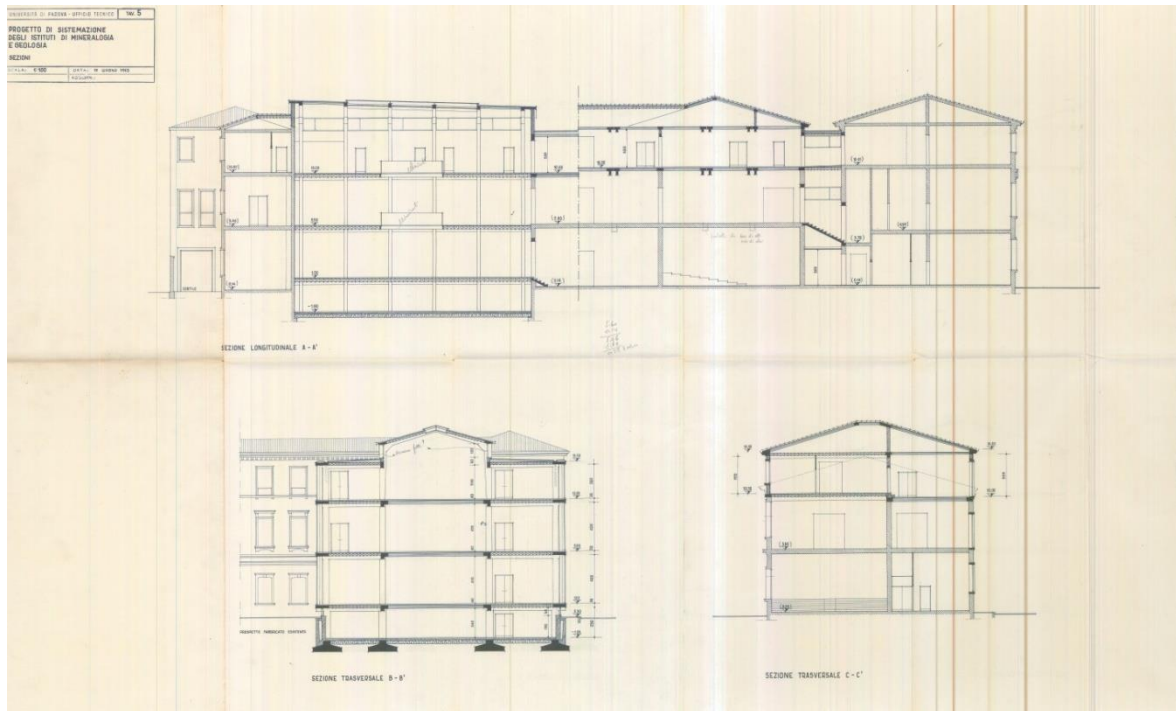
Scheda n°:	65
Titolo:	<i>Progetto di sistemazione degli istituti di mineralogia e geologia - Tav. 3 - Pianta Piano Secondo</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1963 (ultima revisione 1964)
Scala:	1:100
Formato [mm]:	1009,4x646,2
Soggetto:	Rappresentazione in pianta del secondo piano degli edifici sul lato Ovest del Complesso Cavalli
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 1.224-1.2



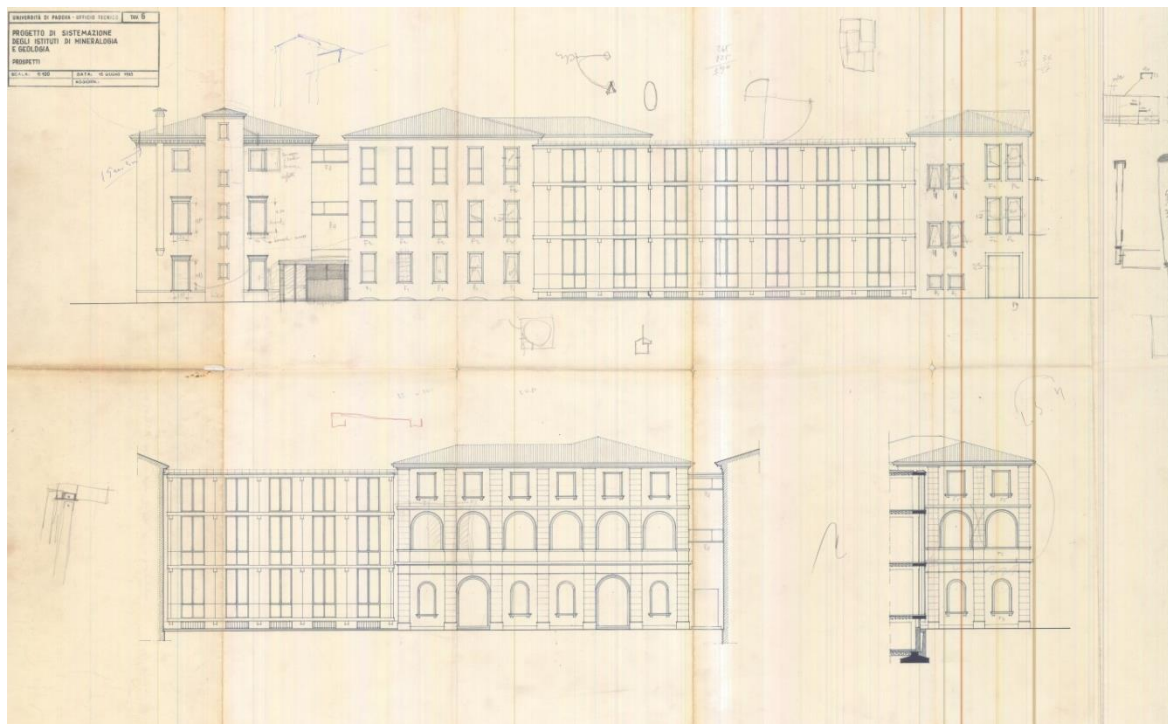
Scheda n°:	66
Titolo:	<i>Progetto di sistemazione degli istituti di mineralogia e geologia - Tav. 4- Pianta Piano Copertura</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1963 (ultima revisione 1964)
Scala:	1:100
Formato [mm]:	1009,4x638,6
Soggetto:	Rappresentazione in pianta delle coperture degli edifici sul lato Ovest del Complesso Cavalli
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.224-1.1



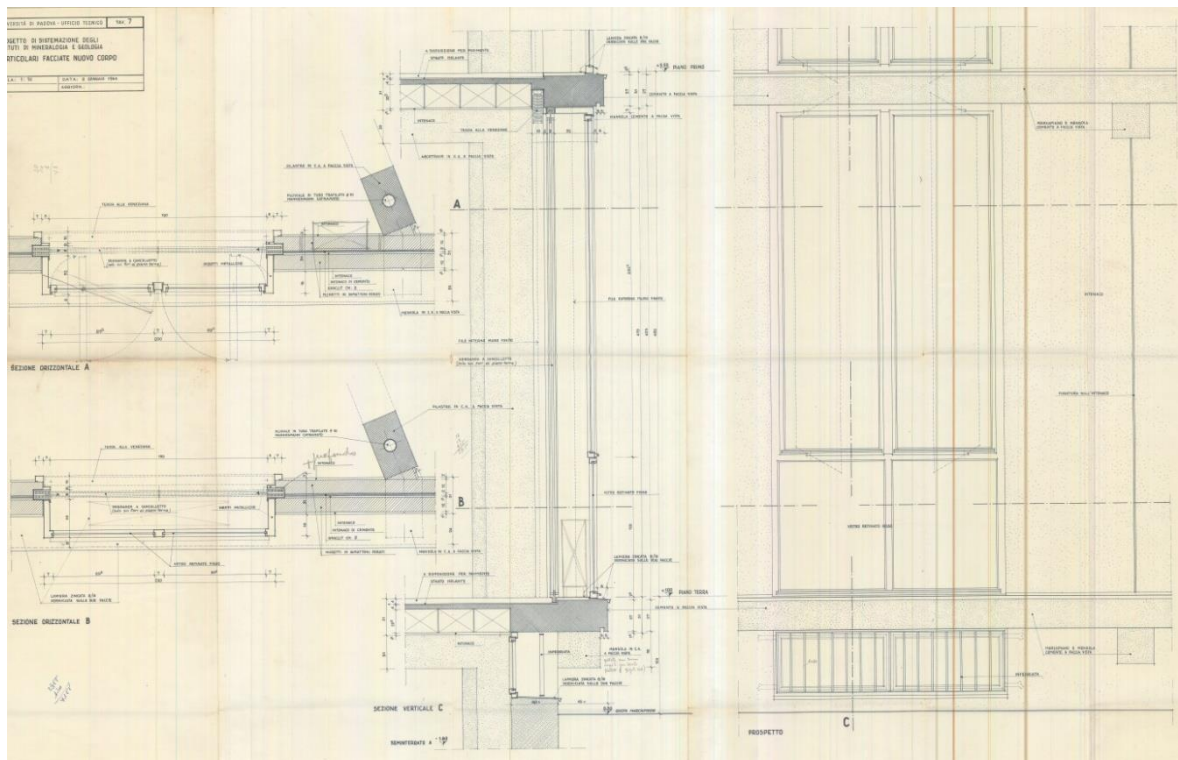
Scheda n°:	67
Titolo:	<i>Progetto di sistemazione degli istituti di mineralogia e geologia - Tav. 5 - Sezioni</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1963
Scala:	1:100
Formato [mm]:	1009,4x639,6
Soggetto:	Rappresentazione in sezione degli edifici sul lato Ovest del Complesso Cavalli
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 1.224-1.5



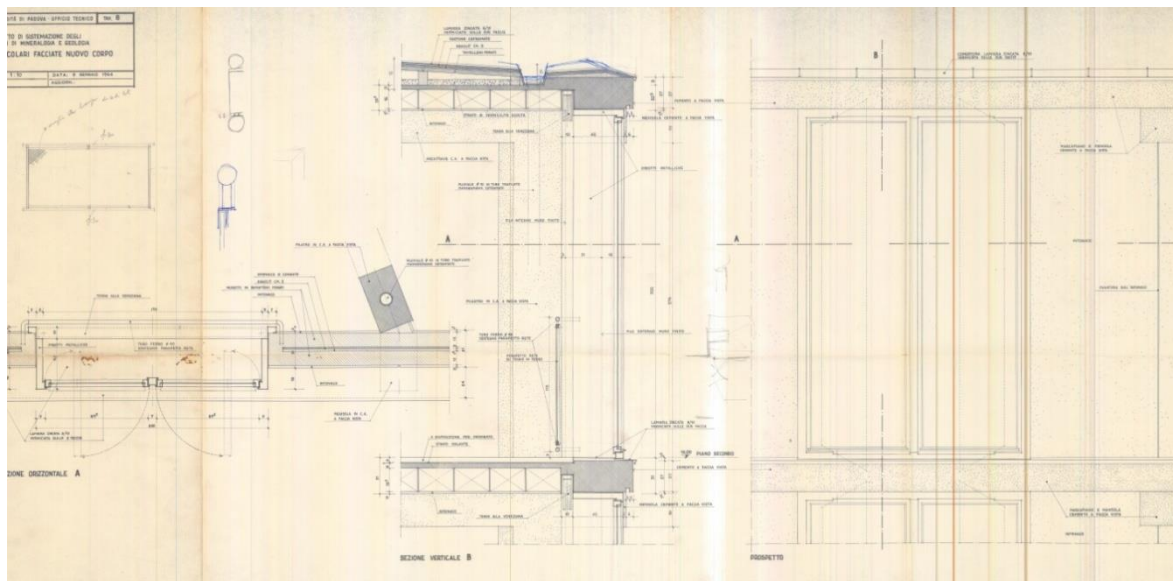
Scheda n°:	68
Titolo:	<i>Progetto di sistemazione degli istituti di mineralogia e geologia - Tav. 6 - Prospetti</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1963
Scala:	1:100
Formato [mm]:	1009,4x639,6
Soggetto:	Rappresentazione dei prospetti degli edifici sul lato Ovest del Complesso Cavalli
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 1.224-1.6



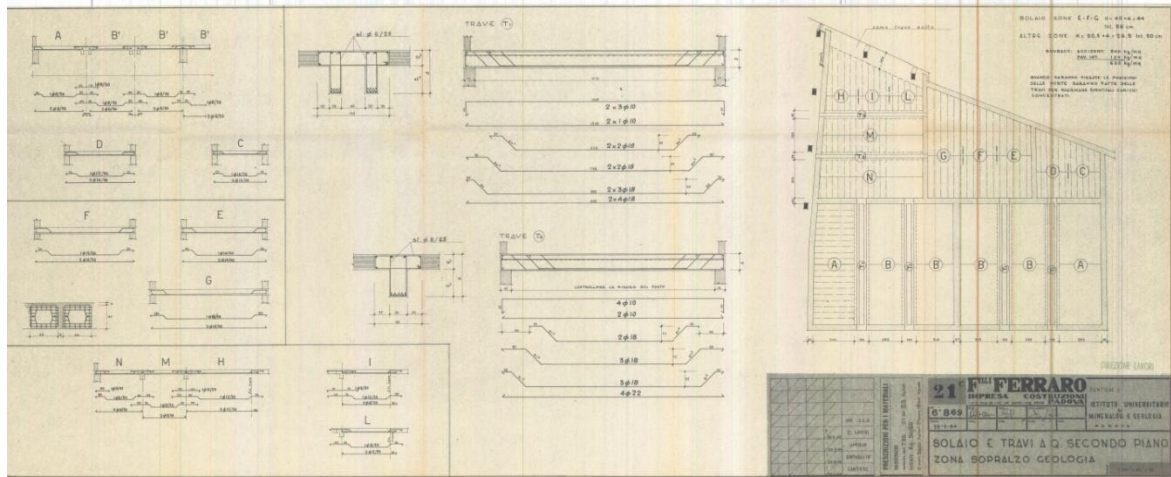
Scheda n°:	69
Titolo:	<i>Progetto di sistemazione degli istituti di mineralogia e geologia - Tav. 7 - Particolari Facciate Nuovo Corpo</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1964
Scala:	1:10
Formato [mm]:	1009,4x681,2
Soggetto:	Rappresentazione dei particolari della facciata del corpo aggiunto nel 1964 al Complesso Cavalli
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 1.224-1.7



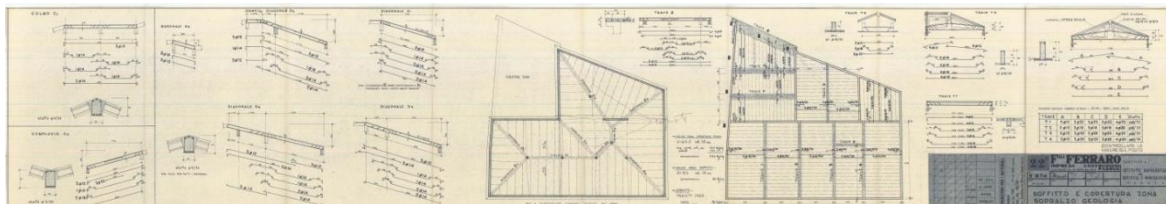
Scheda n°:	70
Titolo:	<i>Progetto di sistemazione degli istituti di mineralogia e geologia - Tav. 8 - Particolari Facciate Nuovo Corpo</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1964
Scala:	1:10
Formato [mm]:	1009,4x522,7
Soggetto:	Altra rappresentazione dei particolari della facciata del corpo aggiunto nel 1964 al Complesso Cavalli
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 1.224-1.8



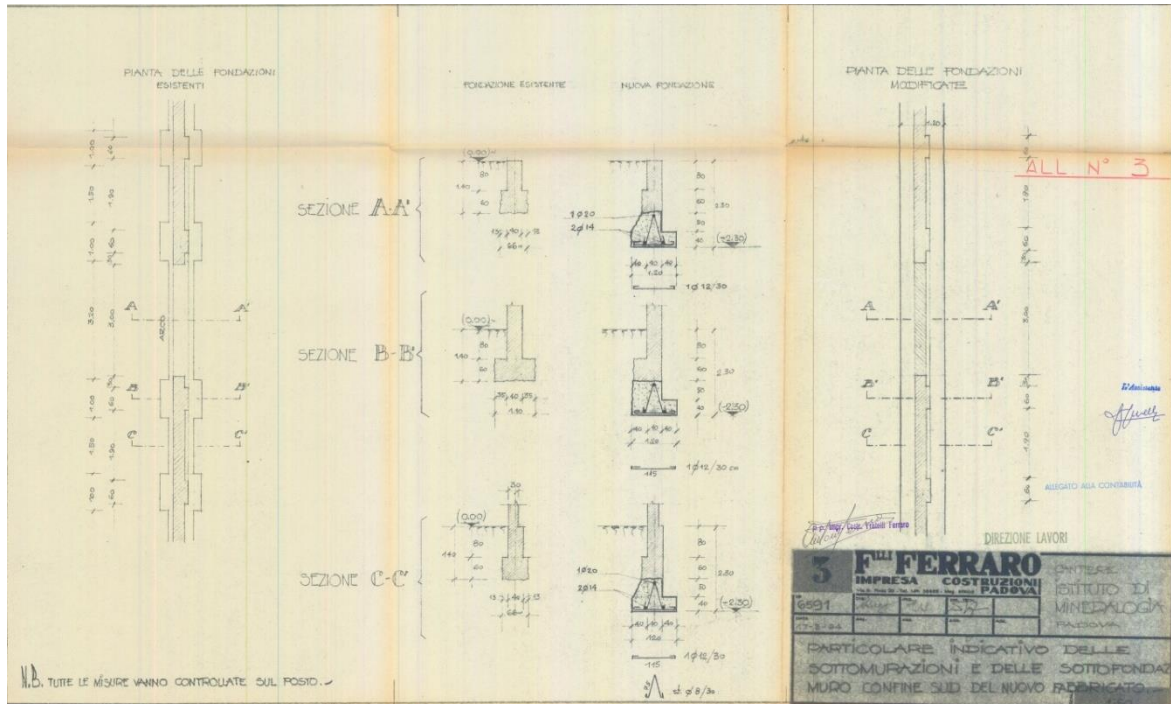
Scheda n°:	71
Titolo:	Tav. 21 - Solaio e travi a q. secondo piano - zona sopralzo geologia
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:100 - 1:50 - 1:20
Formato [mm]:	991,1x407,4
Soggetto:	Tavola di carpenteria dei solai al secondo piano dell'edificio di geologia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-1.1



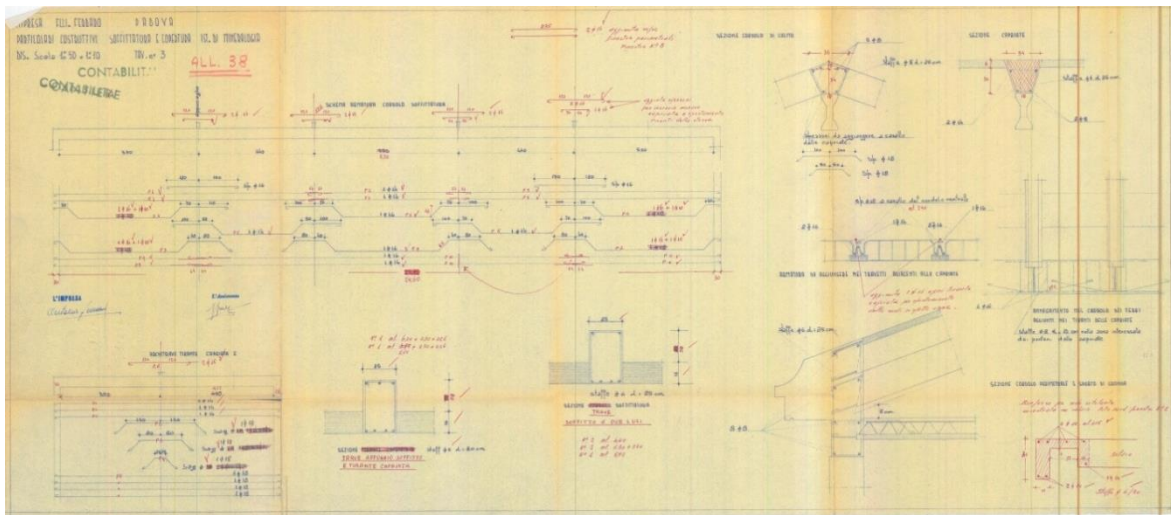
Scheda n°:	72
Titolo:	<i>Tav. 22 - Soffitto e copertura - zona sopralzo geologia</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:100 - 1:50 - 1:20
Formato [mm]:	1672,3x322,6
Soggetto:	Tavola di carpenteria del soffitto e della copertura dell'edificio di geologia
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 1.228-1.2



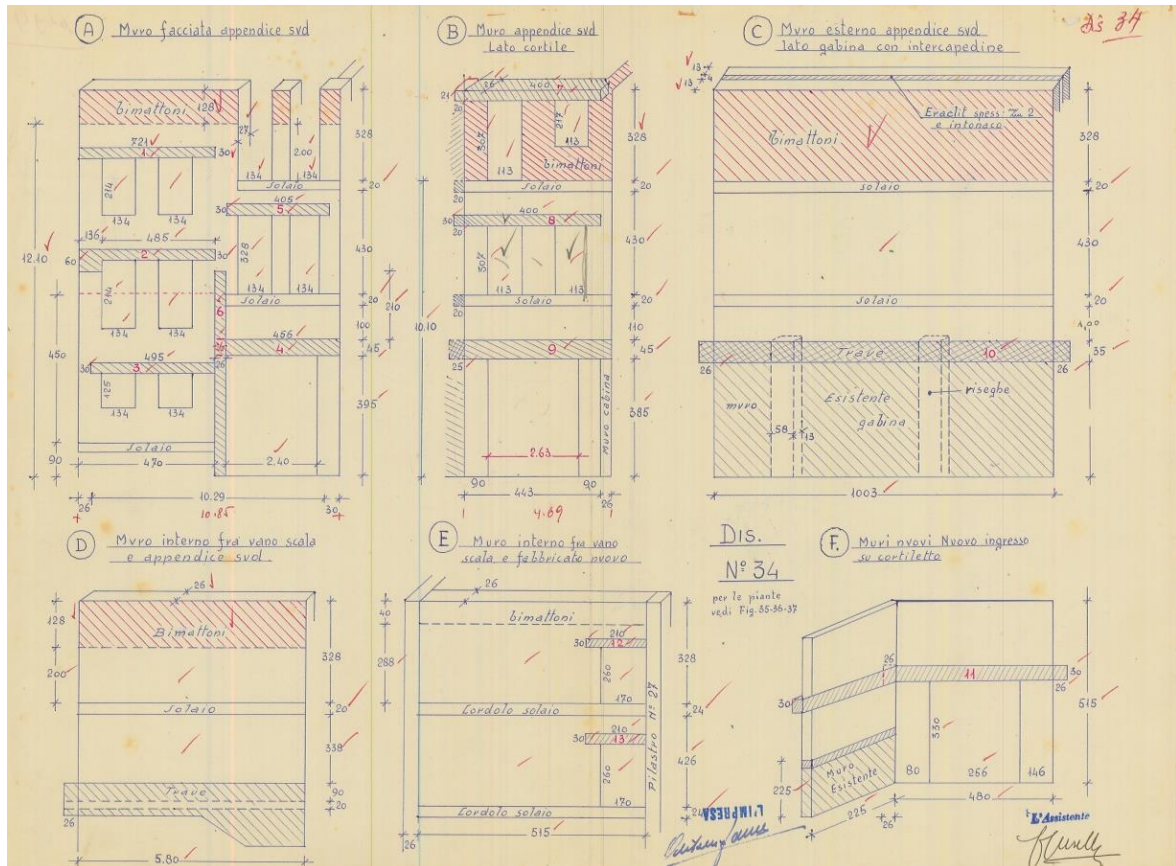
Scheda n°:	73
Titolo:	Tav. 3 - Particolare indicativo delle sottomurazioni e delle sottofondazioni - Muro confine Sud del nuovo fabbricato
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50
Formato [mm]:	637,5x387,6
Soggetto:	Tavola con i particolari del rinforzo delle fondazioni dell'edificio di geologia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-1.3



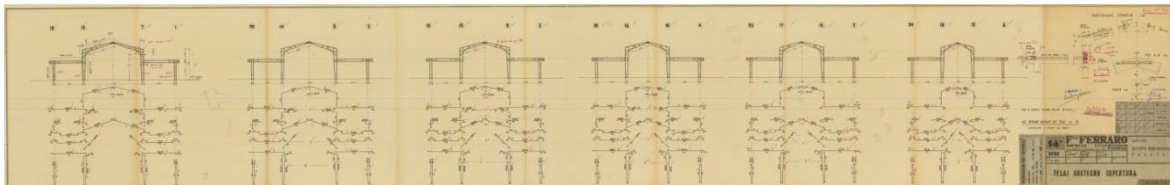
Scheda n°:	74
Titolo:	Tav. 3 - Particolari costruttivi soffittatura e copertura - Ist. di mineralogia
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50 - 1:10
Formato [mm]:	897,6x399,3
Soggetto:	Tavola con i particolari costruttivi del soffitto e della copertura dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-1.4



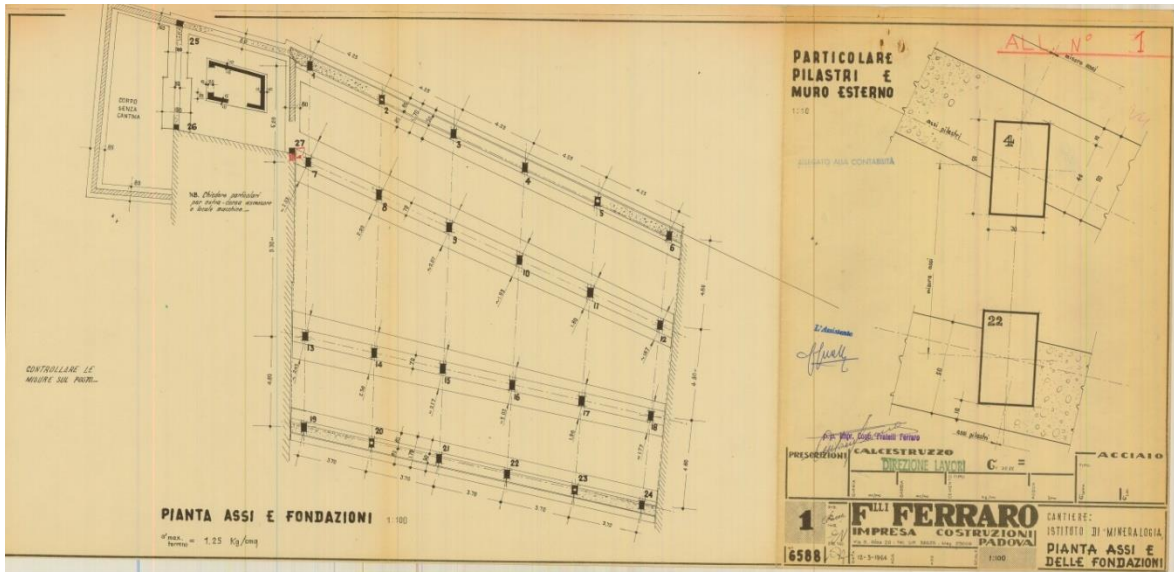
Scheda n°:	75
Titolo:	Dis. N° 34
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	[sconosciuto]
Anno:	1964
Scala:	[sconosciuta]
Formato [mm]:	437,9x314,5
Soggetto:	Tavola con particolari costruttivi dell'intervento di rialzo dell'edificio di geologia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-1.5



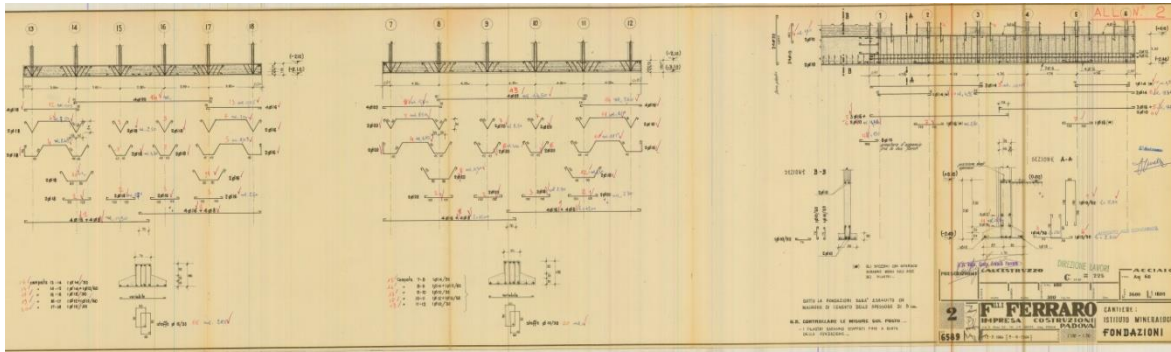
Scheda n°:	76
Titolo:	<i>Tav. 14 - Telai sostegno copertura</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:100 - 1:50 - 1:20
Formato [mm]:	1914,7x323,6
Soggetto:	Tavola con i dettagli di carpenteria del telaio di sostegno della copertura dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 1.228-1.6



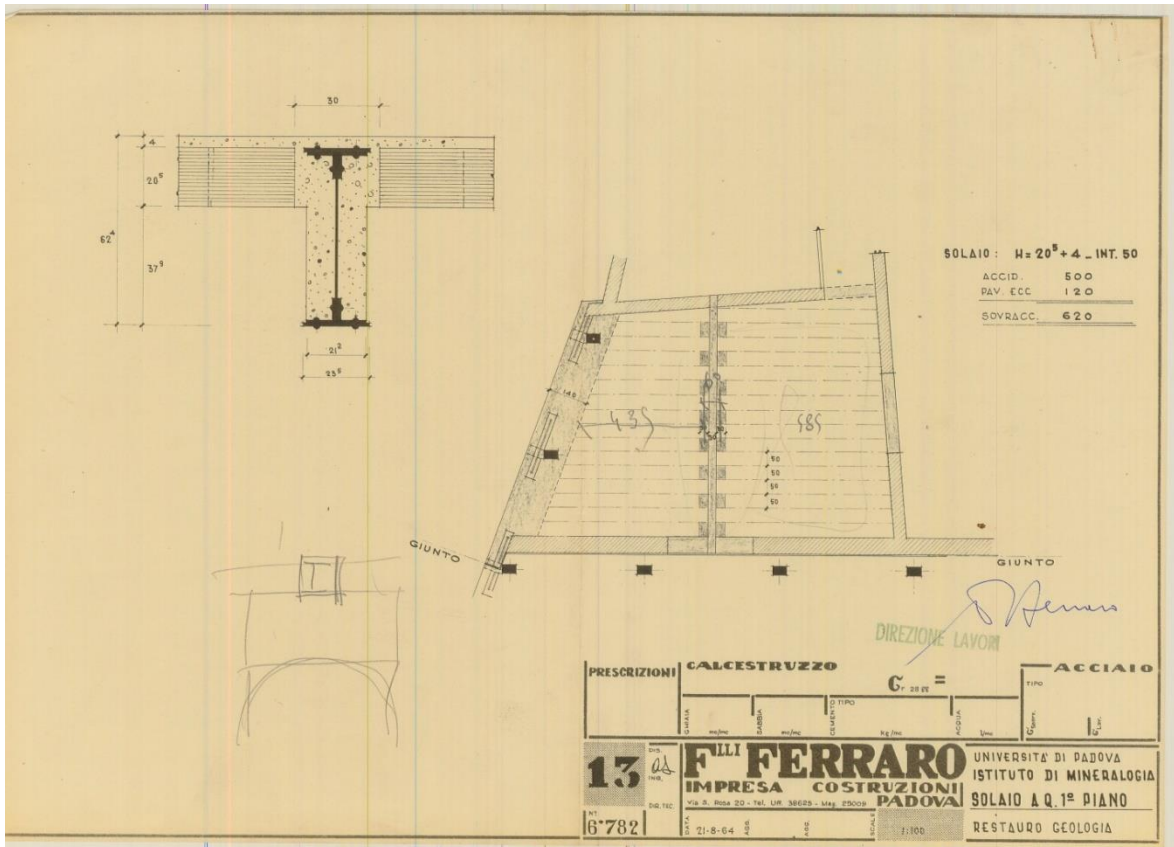
Scheda n°:	77
Titolo:	Tav. 1 - Pianta assi e delle fondazioni
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:100 - 1:10
Formato [mm]:	635,5x307,8
Soggetto:	Tavola con il tracciamento assi e lo schema delle fondazioni dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-1.7



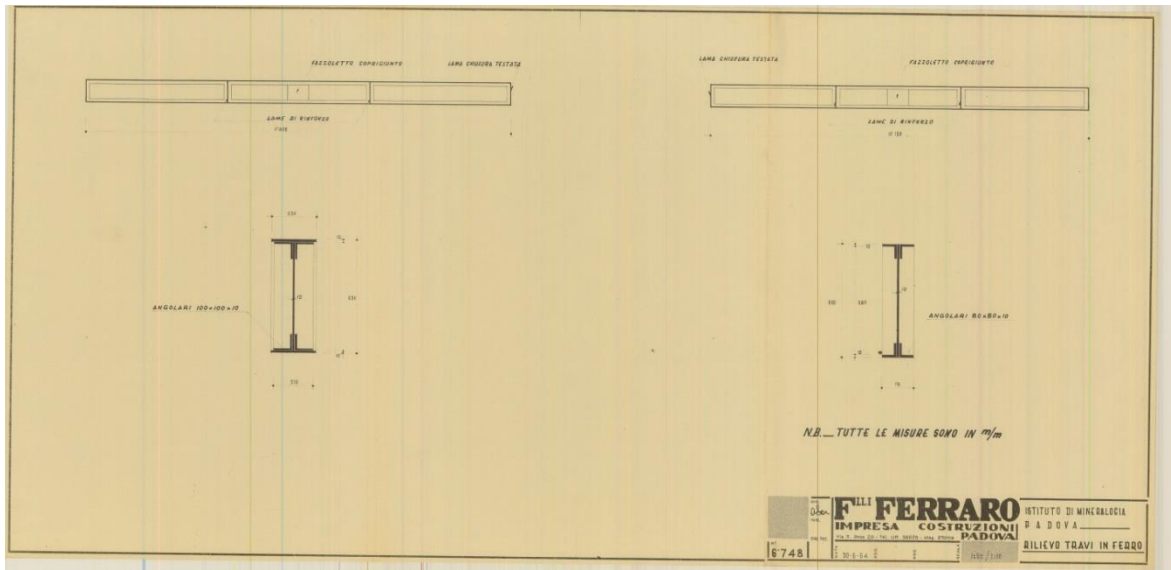
Scheda n°:	78
Titolo:	Tav. 2 - Fondazioni
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:100 - 1:50
Formato [mm]:	1009,4x305,8
Soggetto:	Tavola di carpenteria delle fondazioni dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-1.8



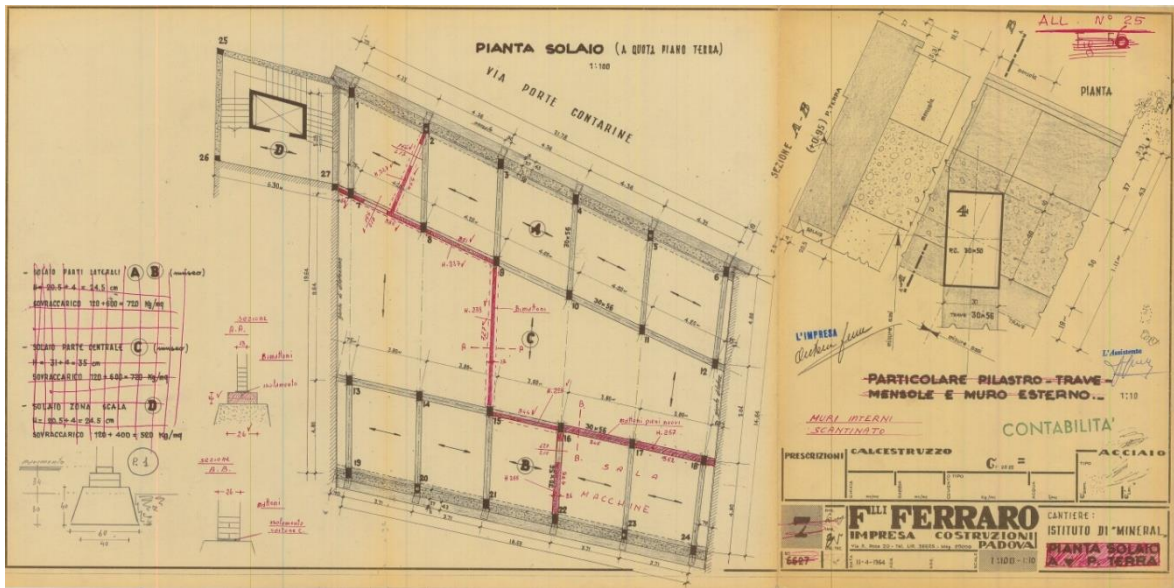
Scheda n°:	79
Titolo:	Tav. 13 - Solaio a q. 1° piano
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:100
Formato [mm]:	416,1x301,2
Soggetto:	Tavola con schema del solaio del primo piano e dettaglio trave dell'edificio di geologia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-1.9



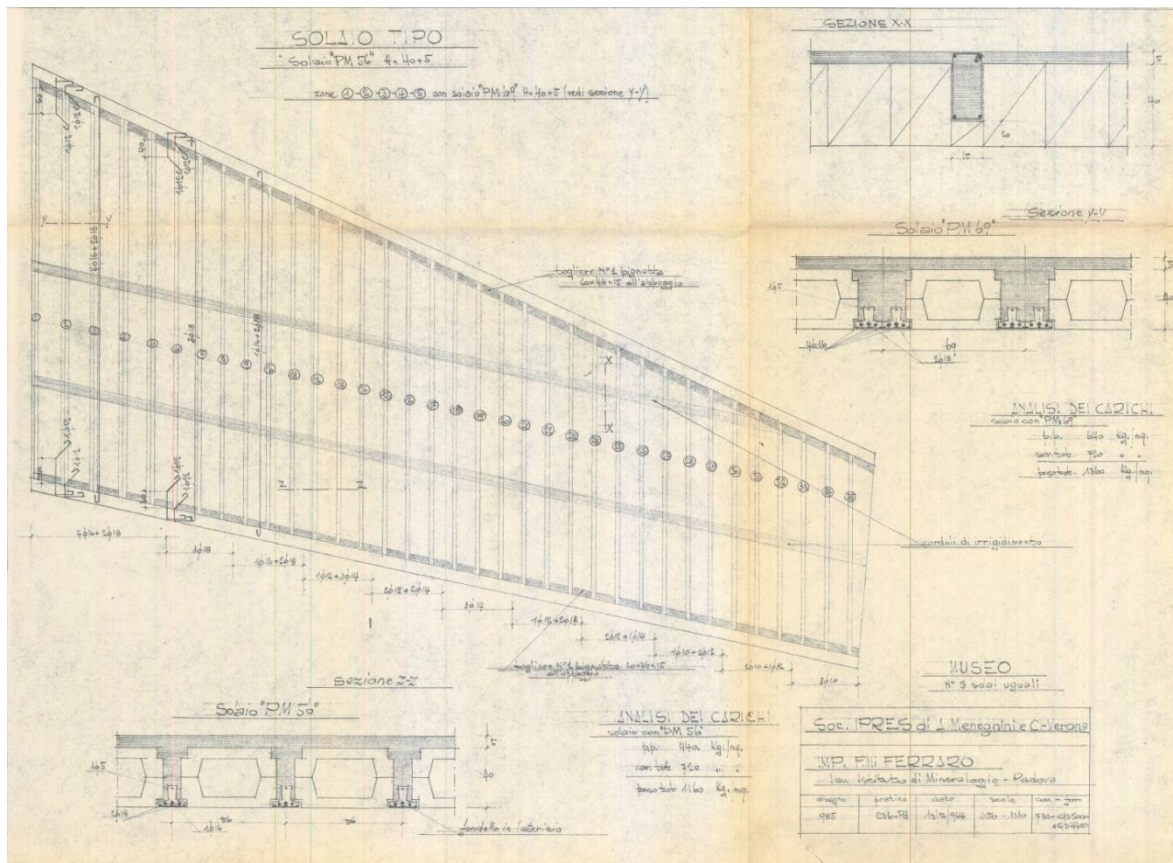
Scheda n°:	80
Titolo:	<i>Rilievo travi in ferro</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50 - 1:10
Formato [mm]:	628,9x306,8
Soggetto:	Tavola con rilievo della trave al primo piano dell'edificio di geologia
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 1.228-1.10



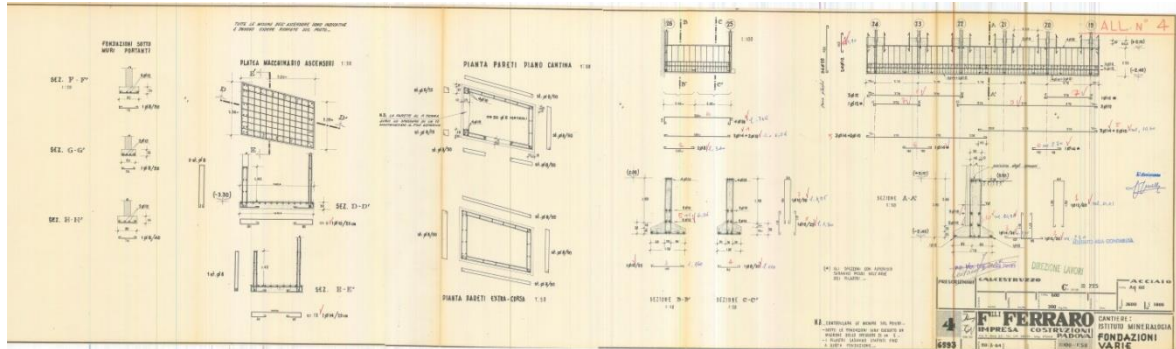
Scheda n°:	81
Titolo:	Tav. 7 - Pianta solaio a p. terra
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50 - 1:10
Formato [mm]:	623,8x311,4
Soggetto:	Tavola dello schema solaio al piano terra dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-1.11



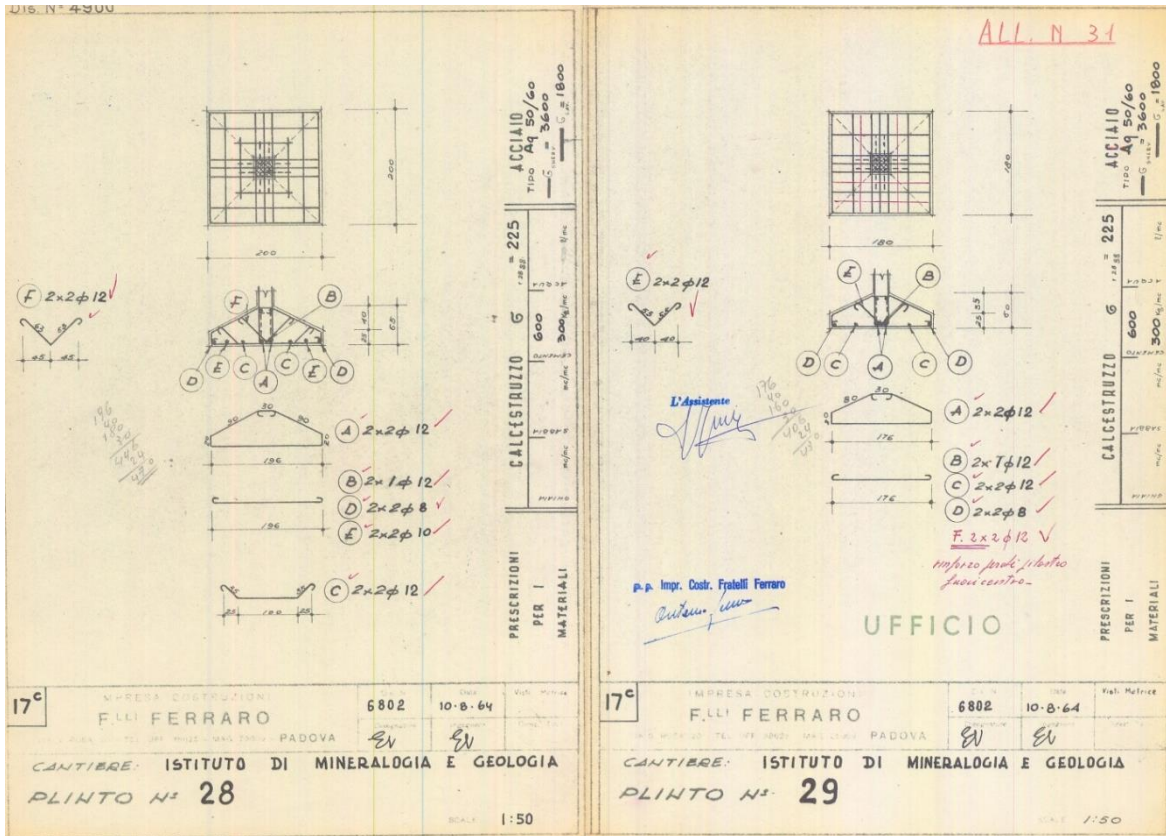
Scheda n°:	82
Titolo:	Disegno 985
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50 - 1:10
Formato [mm]:	562,4x421,6
Soggetto:	Tavola con dettagli del solaio tipo dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-1.12



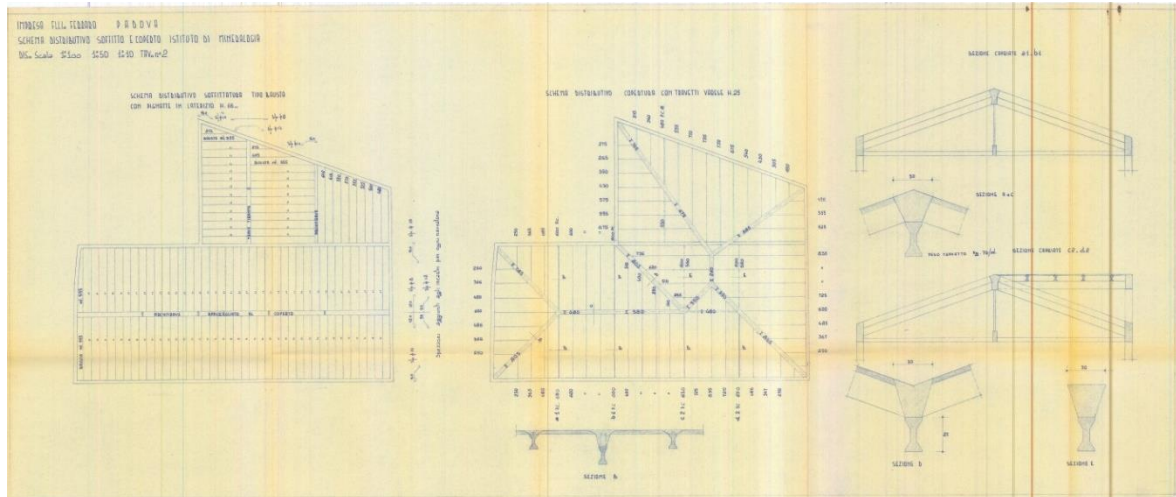
Scheda n°:	83
Titolo:	Tav. 4 - Fondazioni varie
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:100 - 1:50
Formato [mm]:	1009,4x301,2
Soggetto:	Tavola con dettagli delle fondazioni dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-1.13



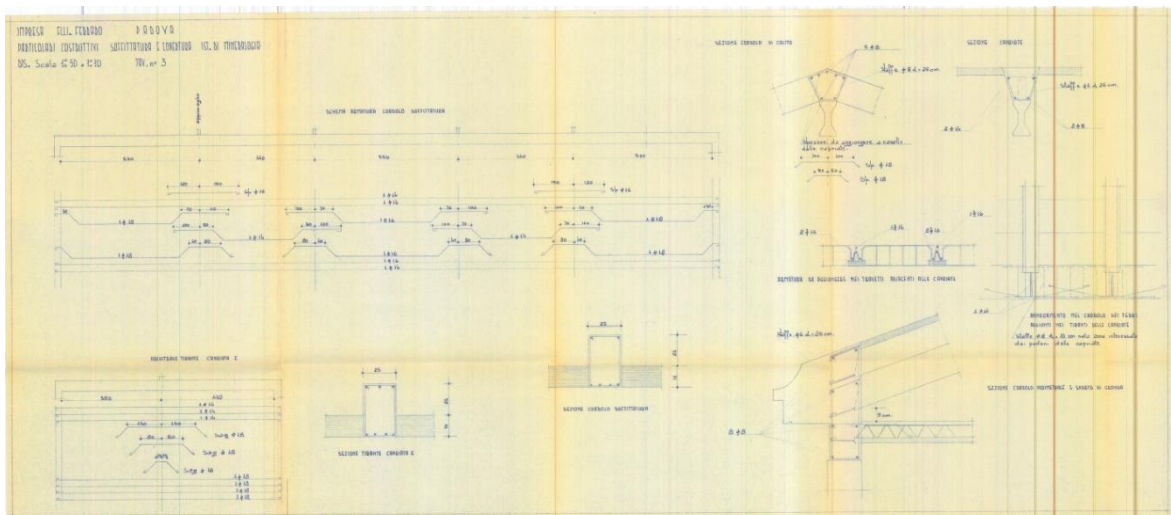
Scheda n°:	84
Titolo:	Tav. 17 - Plinto N° 28 - Plinto N° 29
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50
Formato [mm]:	418,6x299,7
Soggetto:	Tavola con particolari costruttivi dei plinti dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-1.14



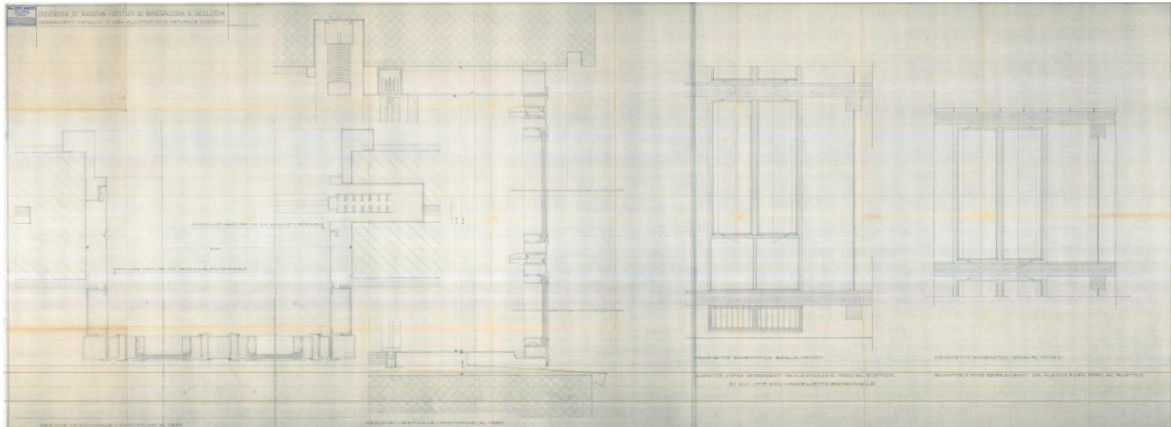
Scheda n°:	85
Titolo:	Tav. 2 - Schema distributivo soffitto e coperto Istituto di mineralogia
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:100 - 1:50 - 1:10
Formato [mm]:	952,0x400,3
Soggetto:	Tavola con lo schema distributivo del soffitto e della copertura del sopralzo dell'edificio di geologia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-2.1



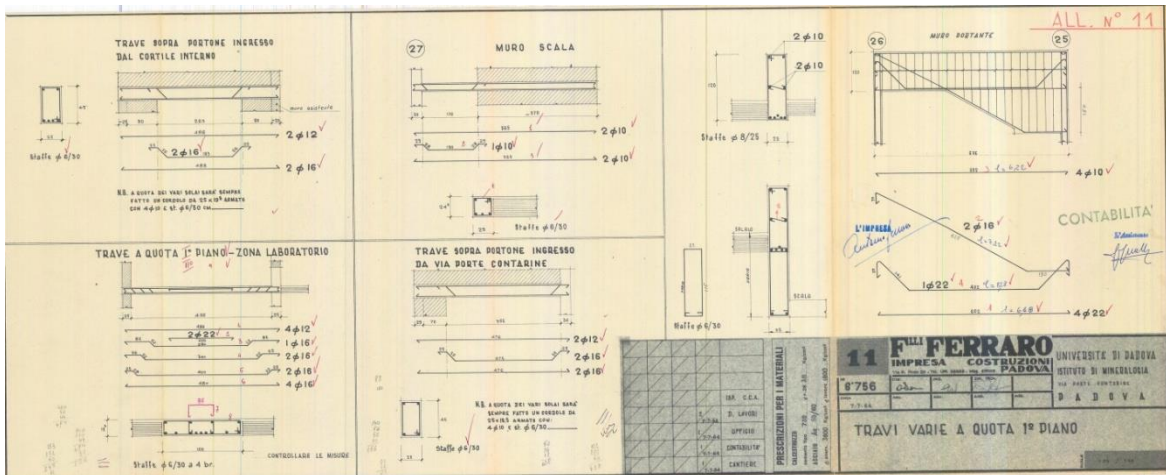
Scheda n°:	86
Titolo:	Tav. 3 - Particolari costruttivi soffittatura e copertura Istituto di mineralogia
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50 - 1:10
Formato [mm]:	918,0x399,8
Soggetto:	Tavola con particolari costruttivi del soffitto e della copertura del sopralzo dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-2.2



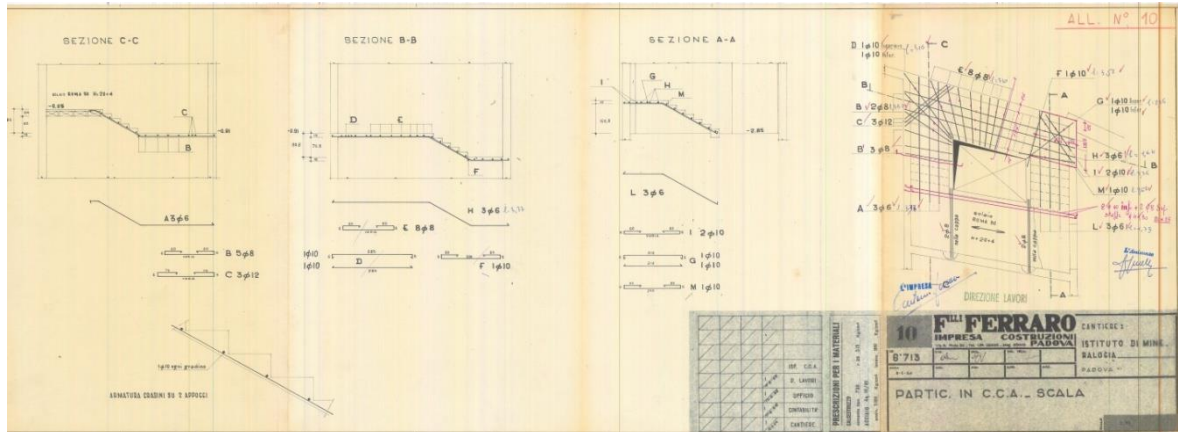
Scheda n°:	87
Titolo:	<i>Serramenti metallici in lega di alluminio oxid. naturale lucido</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Disegnatore:	A. Sartori
Anno:	1964
Scala:	1:10 - 1:1
Formato [mm]:	2534,4x936,8
Soggetto:	Tavola con dettagli dei nuovi serramenti dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , .228-3.1



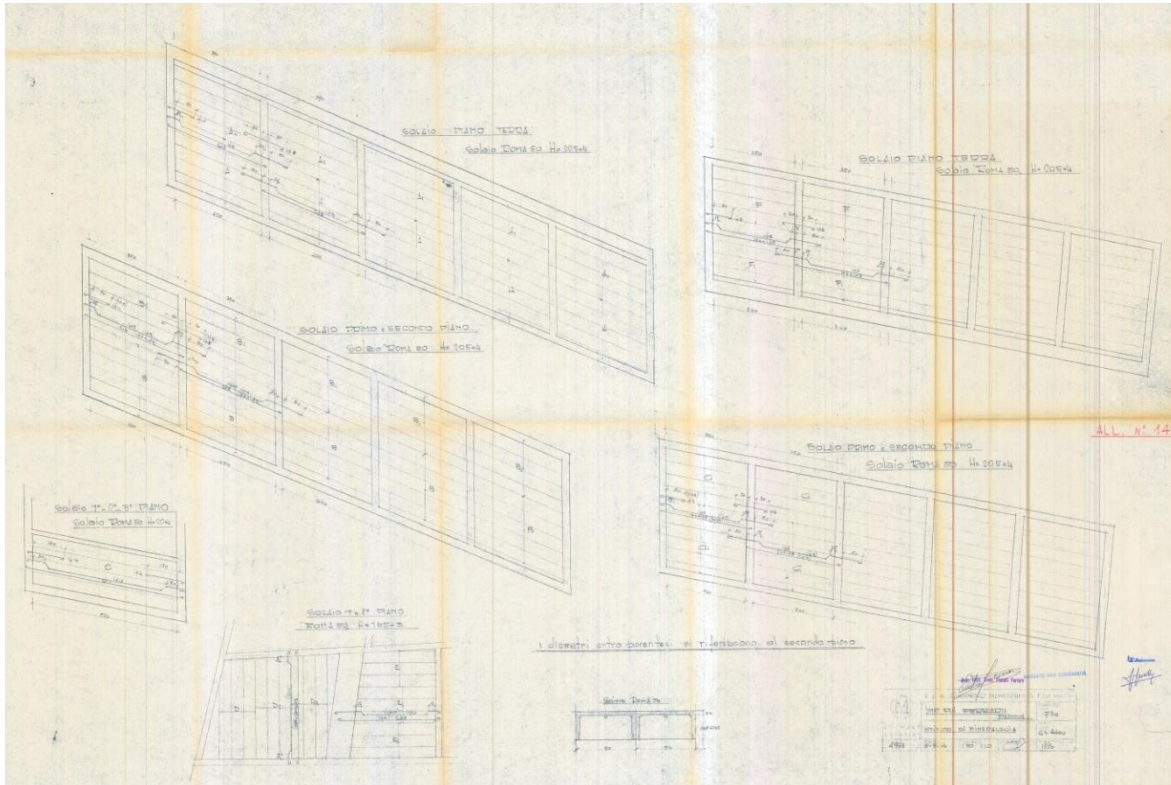
Scheda n°:	88
Titolo:	Tav. 11 - Travi varie a quota 1° piano
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50 - 1:20
Formato [mm]:	723,9x299,7
Soggetto:	Tavola con dettagli di varie travi dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.229-1.1



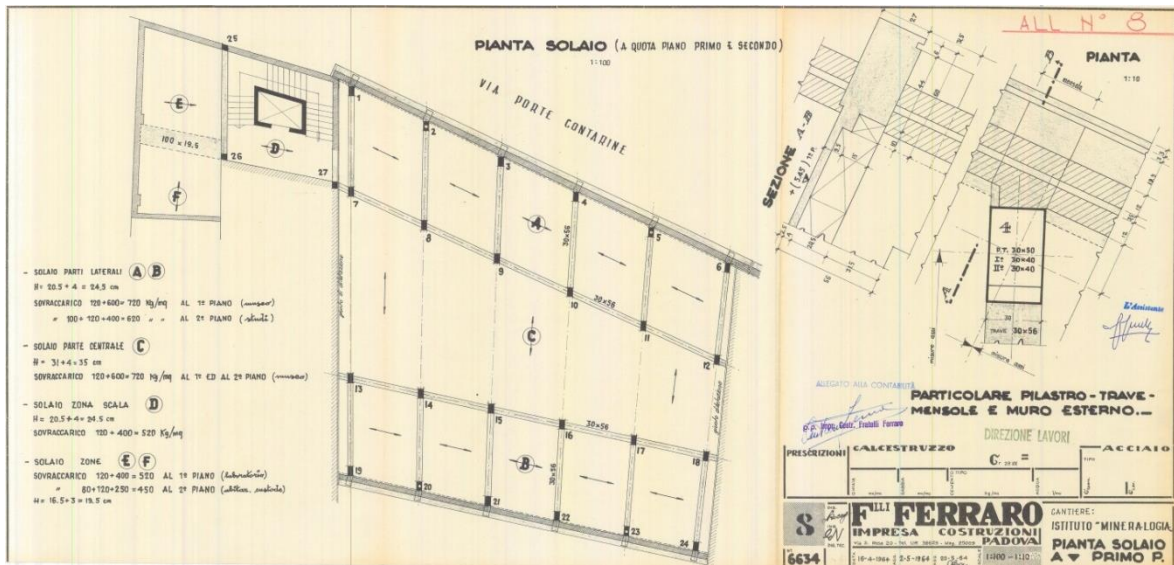
Scheda n°:	89
Titolo:	Tav. 10 - Partic. in C.C.A. - Scala
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50
Formato [mm]:	834,1x312,4
Soggetto:	Tavola con dettagli di carpenteria del vano scala e ascensore dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.229-1.2



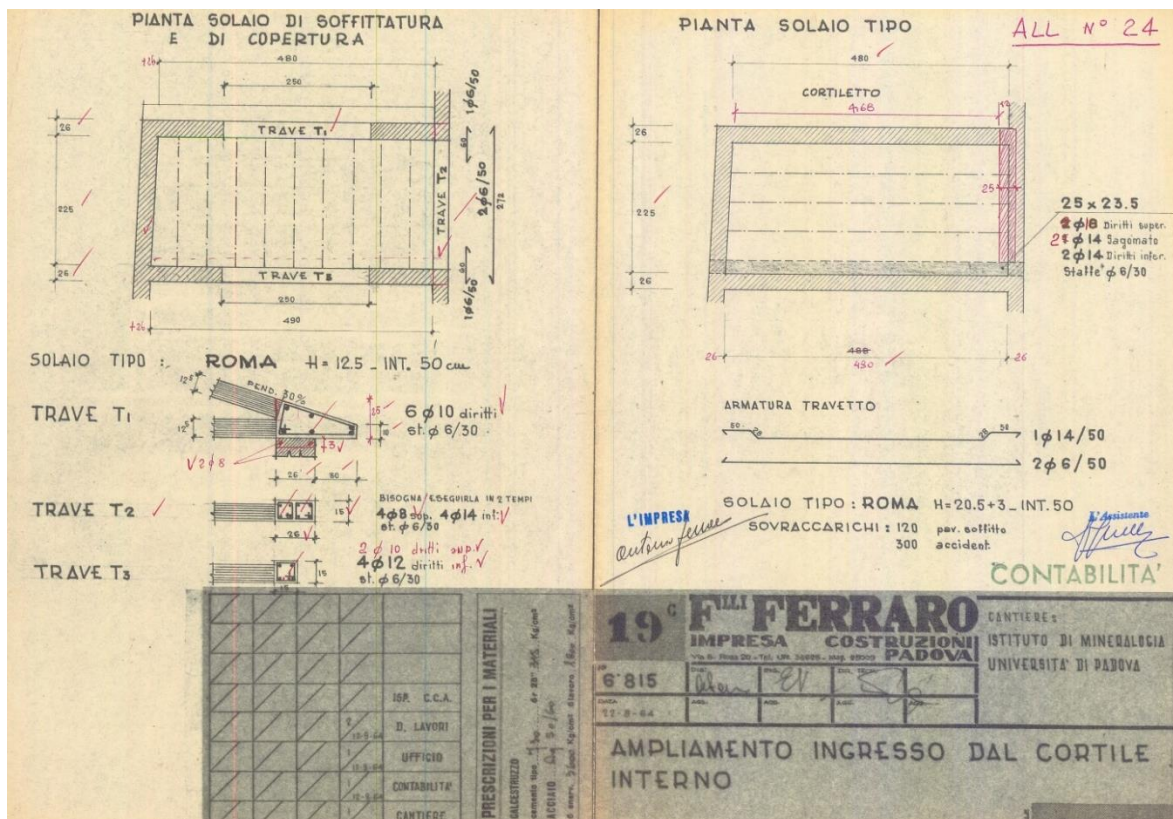
Scheda n°:	90
Titolo:	[Tavola carpenteria solai]
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50 - 1:10
Formato [mm]:	1006,9x682,8
Soggetto:	Tavola con dettagli di carpenteria di alcuni solai dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.229-1.3



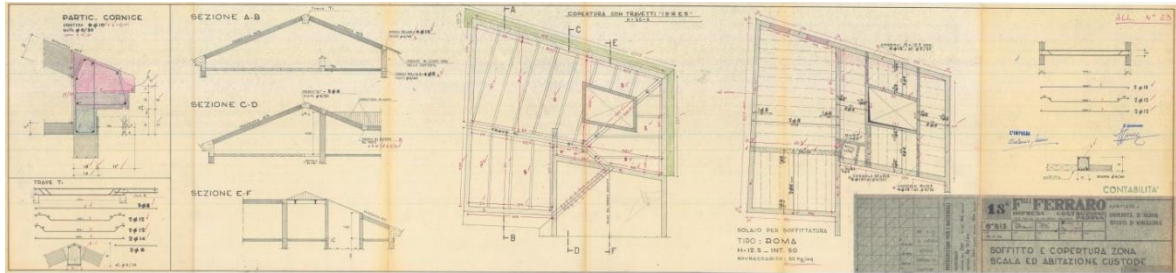
Scheda n°:	91
Titolo:	Tav. 8 - Pianta solaio a primo p.
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:100 - 1:10
Formato [mm]:	614,2x298,7
Soggetto:	Tavola con la pianta del solaio e dettaglio pilastro dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.229-1.4



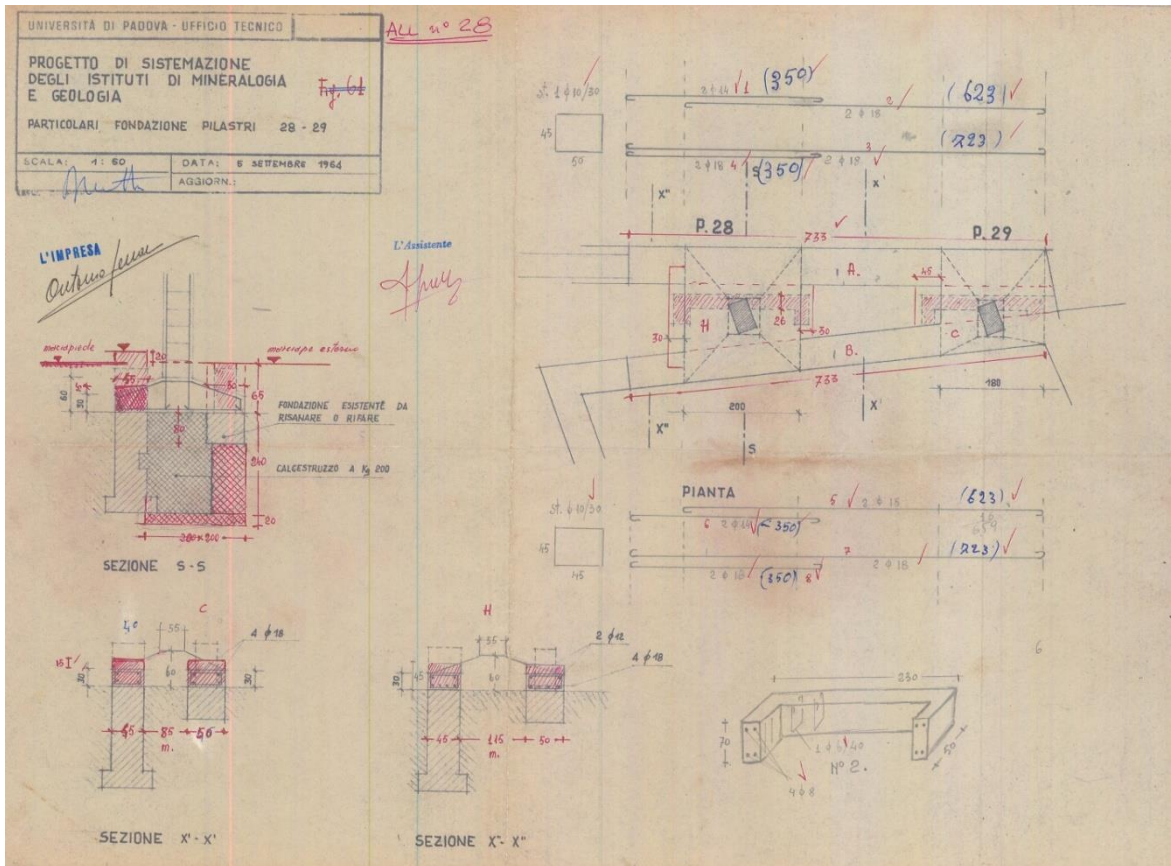
Scheda n°:	92
Titolo:	Tav. 19 - Ampliamento ingresso dal cortile interno
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50 - 1:20
Formato [mm]:	421,6x298,7
Soggetto:	Tavola con particolari del solaio e della copertura dell'ampliamento dell'ingresso dal cortile interno
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.229-1.5



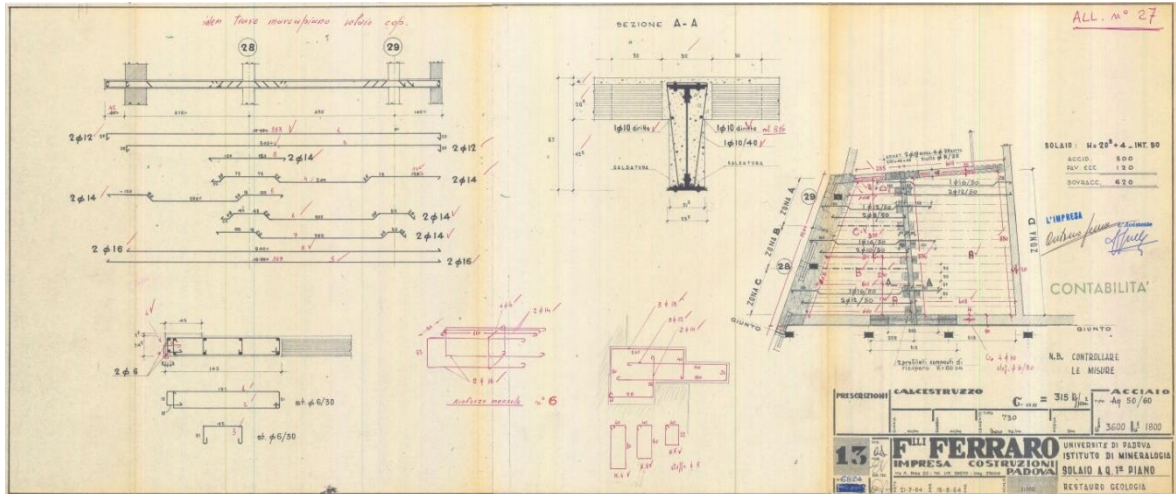
Scheda n°:	93
Titolo:	<i>Tav. 18 - Soffitto e copertura zona scala ed abitazione del custode</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50
Formato [mm]:	1263,9x354,1
Soggetto:	Tavola con dettagli dei solai e della copertura dell'ampliamento dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 1.229-1.6



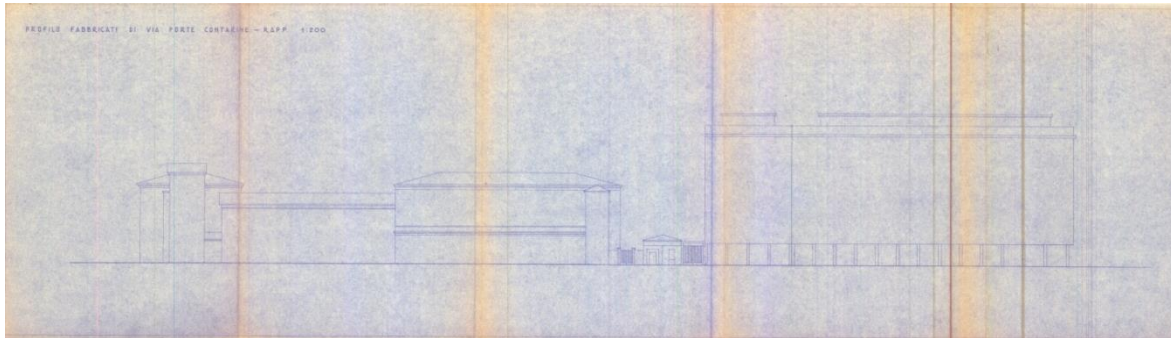
Scheda n°:	94
Titolo:	Particolari fondazione pilastri 28 - 29
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:50
Formato [mm]:	418,6x319,5
Soggetto:	Tavola con particolari delle fondazioni di alcuni dei pilastri dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.229-1.7



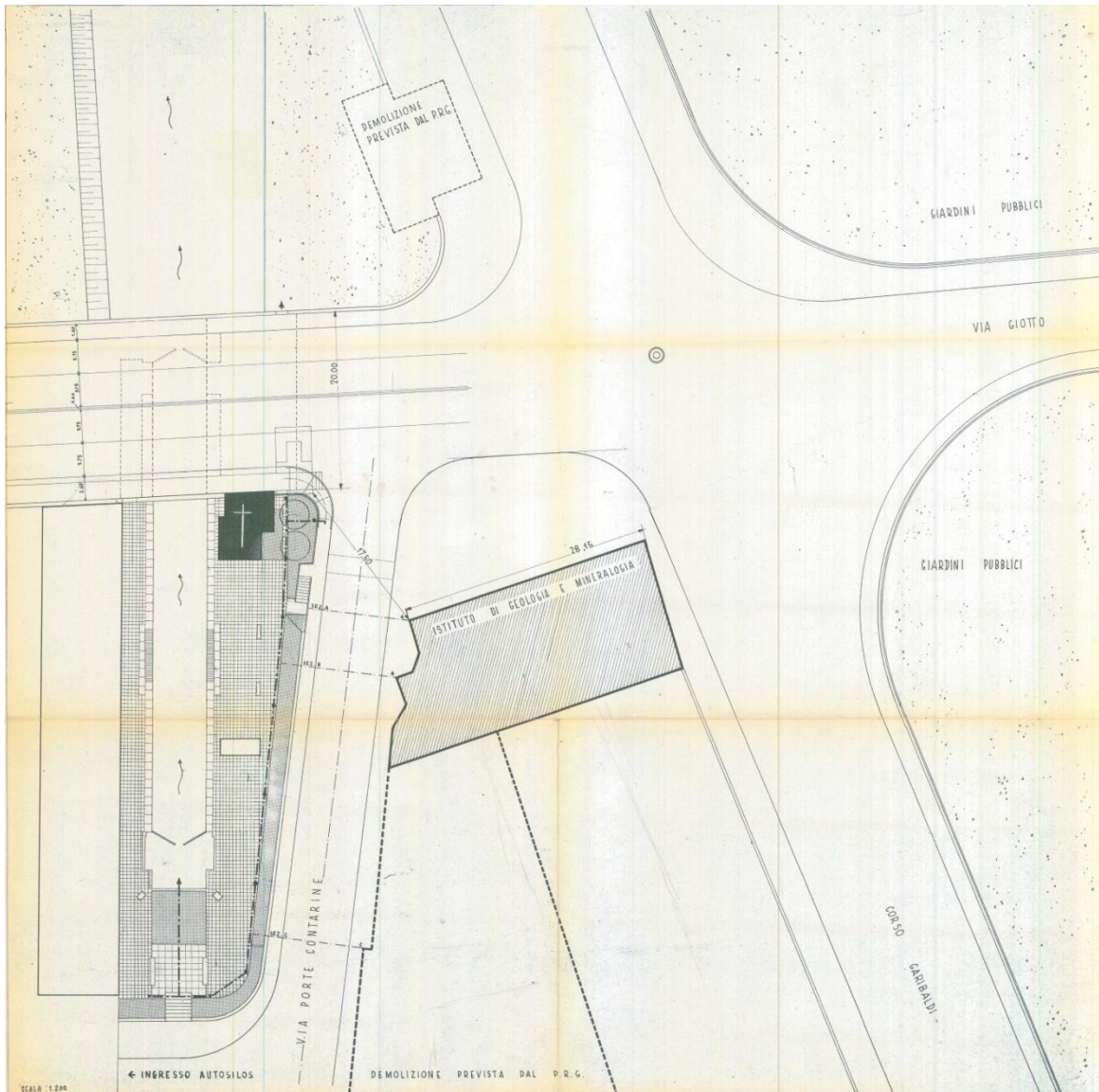
Scheda n°:	95
Titolo:	Tav. 13 - Solaio a q. 1° piano
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	1964
Scala:	1:100
Formato [mm]:	704,6x303,8
Soggetto:	Tavola con dettagli di carpenteria del solaio al primo piano dell'edificio di geologia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.229-1.8



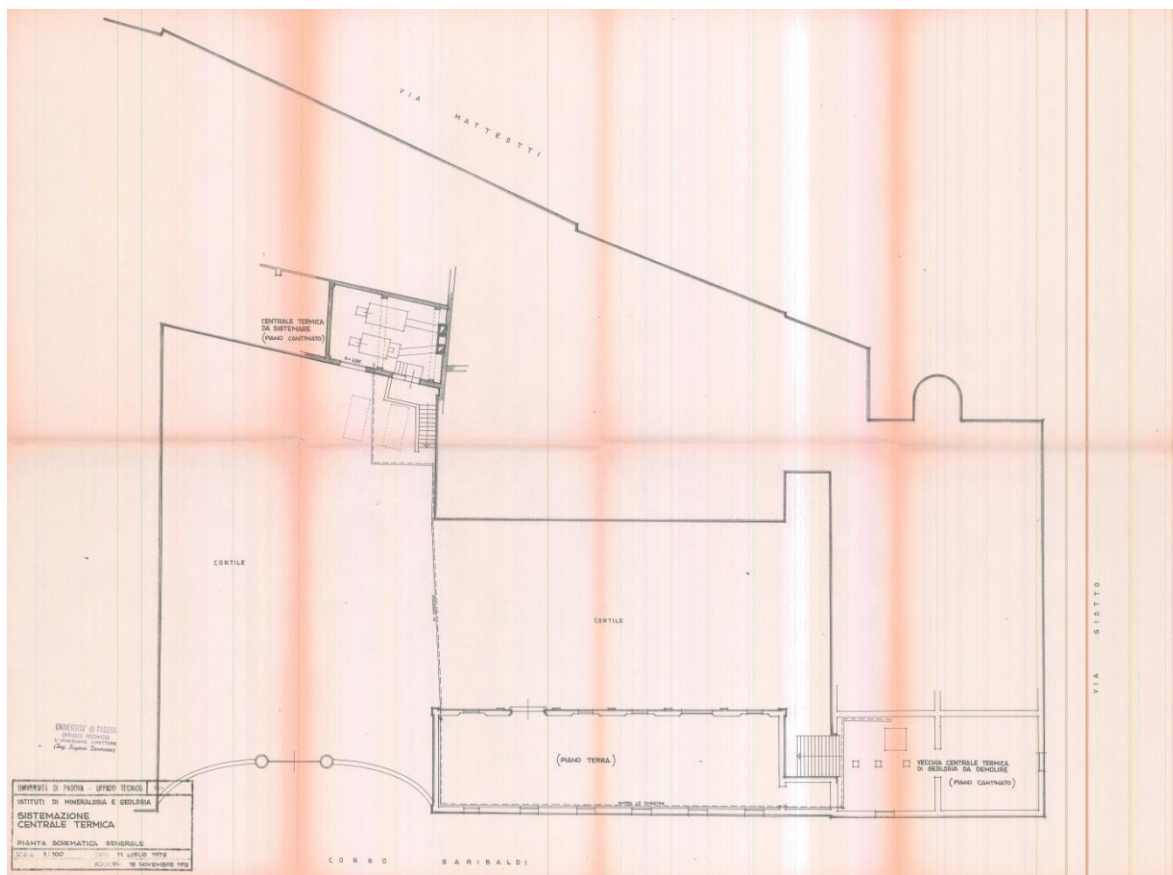
Scheda n°:	96
Titolo:	<i>Profilo fabbricati via Porte Contarine</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Impresa di costruzioni f.lli Ferraro
Anno:	[sconosciuto]
Scala:	1:200
Formato [mm]:	1009,4x299,7
Soggetto:	Tavola con prospetto degli edifici che si affacciano lungo via Porte Contarine
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 1.229-2.3



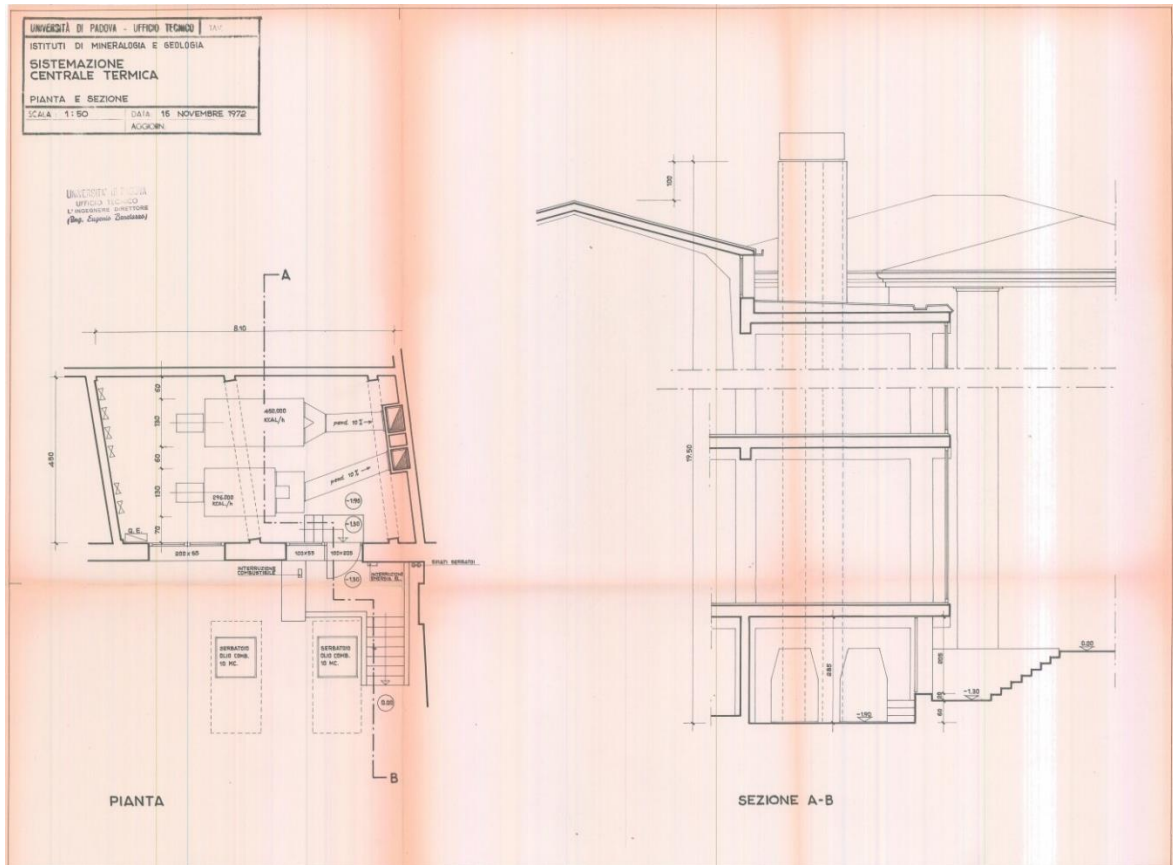
Scheda n°:	97
Titolo:	[Planimetria]
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	[sconosciuto]
Anno:	[sconosciuto]
Scala:	1:200
Formato [mm]:	624,8x621,8
Soggetto:	Tavola con planimetria degli edifici attorno a Palazzo Cavalli
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.229-2.4



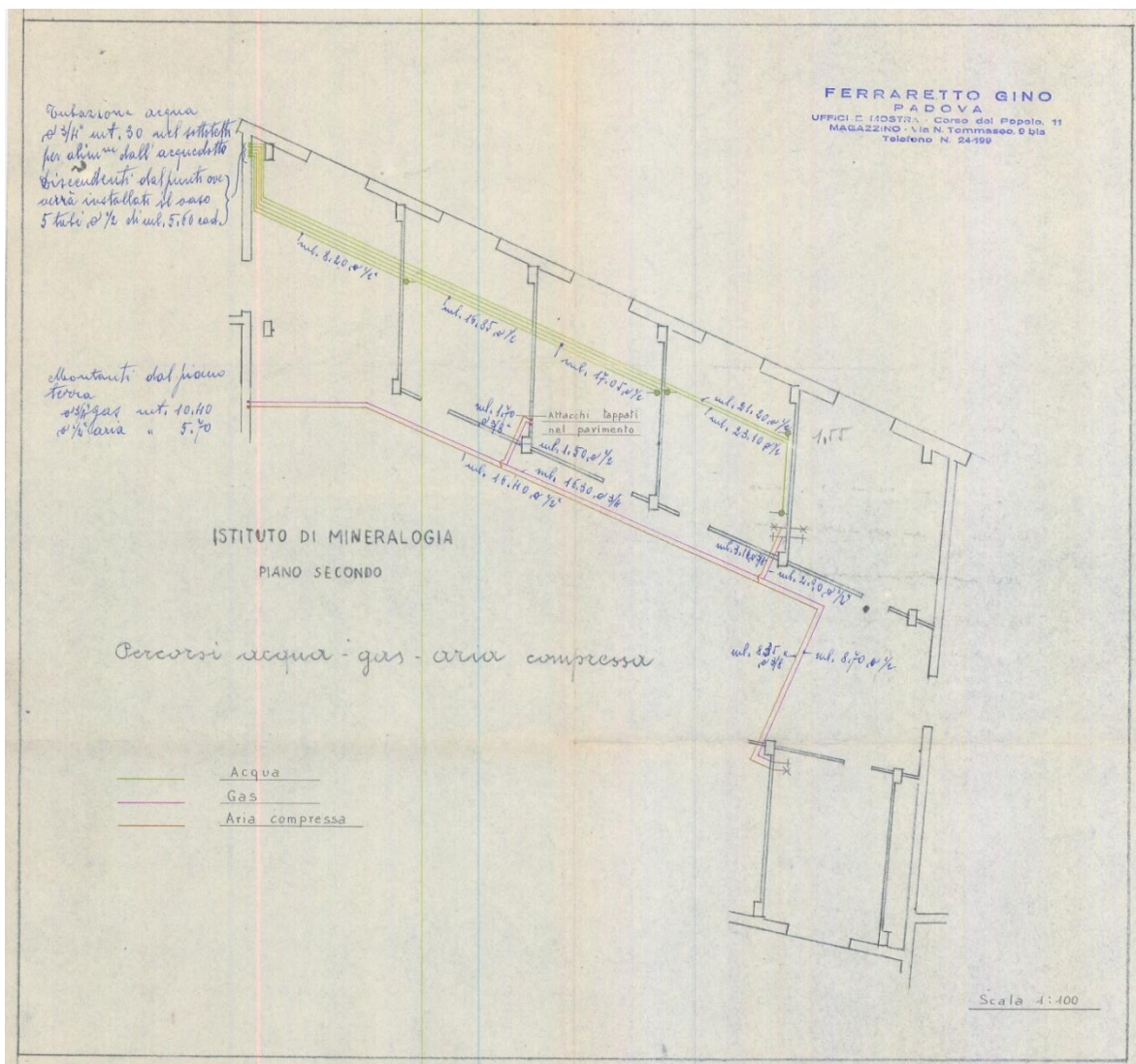
Scheda n°:	98
Titolo:	<i>Sistemazione centrale termica - Pianta schematica generale</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ing. Eugenio Benetazzo
Anno:	1972
Scala:	1:100
Formato [mm]:	855,5x638,0
Soggetto:	Tavola con la pianta dei lavori di sistemazione della nuova centrale termica situata nell'interrato dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 18.246-1.1



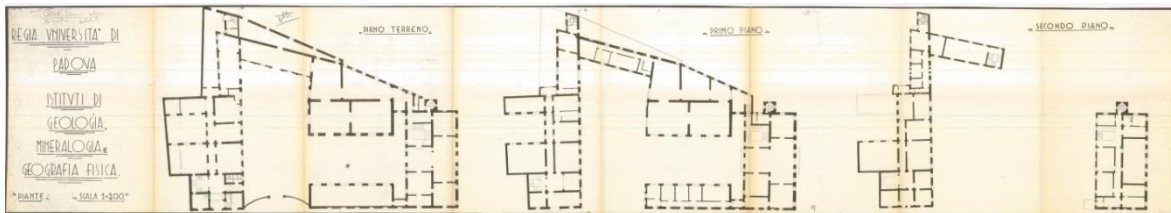
Scheda n°:	99
Titolo:	<i>Sistemazione centrale termica - Pianta e sezione</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ing. Eugenio Benetazzo
Anno:	1972
Scala:	1:50
Formato [mm]:	654,8x480,6
Soggetto:	Tavola con la pianta e la sezione dei lavori di sistemazione della nuova centrale termica situata nell'interrato dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 18.246-1.2



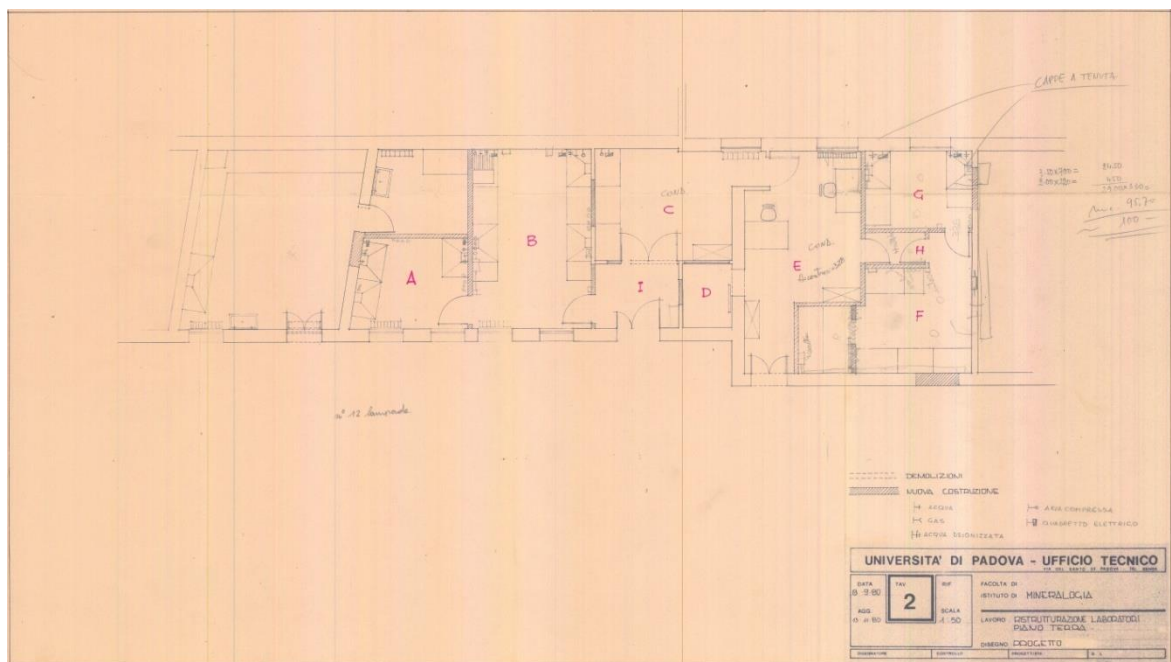
Scheda n°:	100
Titolo:	<i>Percorsi acqua - gas - aria compressa</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ferraretto Gino
Anno:	[sconosciuto]
Scala:	1:100
Formato [mm]:	344,9x327,2
Soggetto:	Tavola impiantistica con i percorsi di acqua, gas, aria compressa dell'edificio di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 18.246-2.1



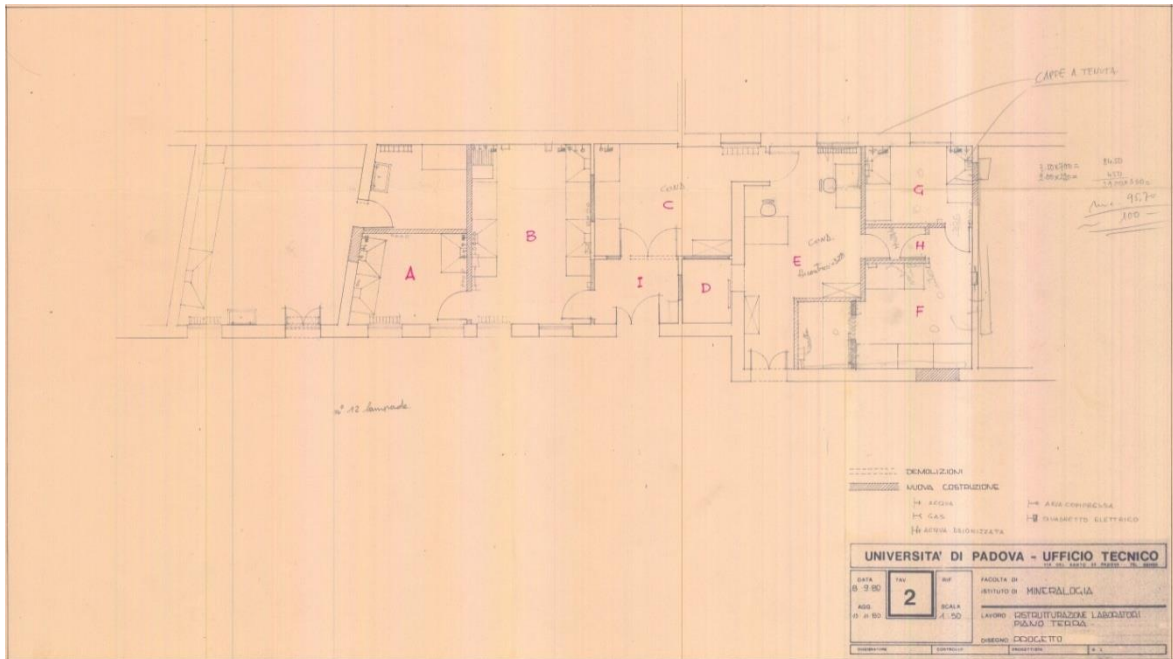
Scheda n°:	101
Titolo:	<i>Regia Università di Padova - Istituti di geologia, mineralogia e geografia fisica - Piante</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	[sconosciuto]
Anno:	[sconosciuto]
Scala:	1:200
Formato [mm]:	1678,4x319,0
Soggetto:	Tavola con le piante dell'intero complesso Cavalli, nella configurazione antecedente agli interventi del 1964
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 18.246-2.2



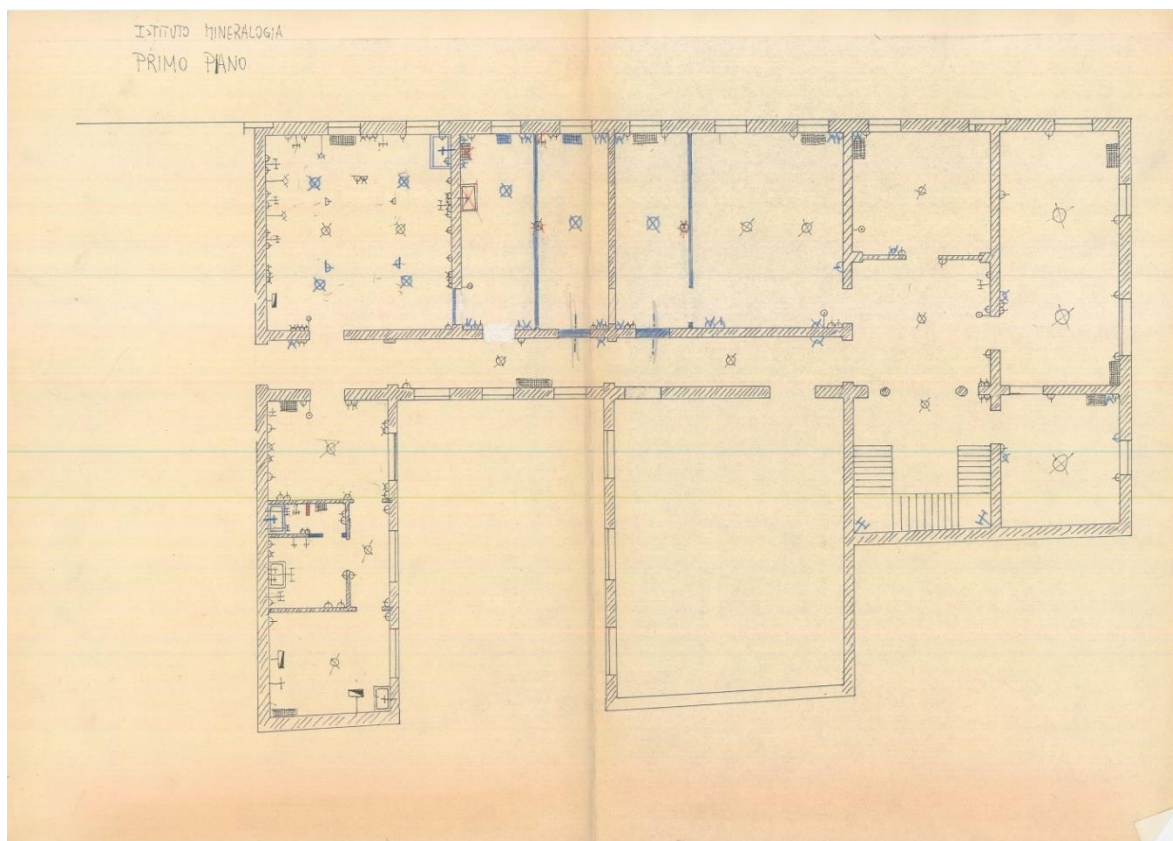
Scheda n°:	102
Titolo:	Tav. 2 - Ristrutturazione laboratori - Piano terra
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	Ufficio tecnico dell'Università di Padova
Anno:	1980
Scala:	1:50
Formato [mm]:	760,0x428,2
Soggetto:	Tavola con le piante delle demolizioni e nuove costruzioni per gli interventi di ristrutturazione dei laboratori di mineralogia
Archivio:	AGUPd, Ufficio Tecnico, 18.248-1.1



Scheda n°:	103
Titolo:	<i>Istituto mineralogia dell'Università - Piano terra</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	[sconosciuto]
Anno:	[sconosciuto]
Scala:	1:100
Formato [mm]:	438,4x321,6
Soggetto:	Tavola con le piante di lavori di sistemazione dei laboratori di mineralogia al piano terra (demolizione e costruzione tramezze e impianti) antecedenti agli anni Ottanta
Archivio:	AGUPd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 18.248-2.1



Scheda n°:	104
Titolo:	<i>Istituto mineralogia - Primo piano</i>
Tecnica:	Stampa eliografica
Progettista:	[sconosciuto]
Anno:	[sconosciuto]
Scala:	1:100
Formato [mm]:	439,9x314,5
Soggetto:	Tavola con le piante di lavori di sistemazione dei laboratori di mineralogia al primo piano (demolizione e costruzione tramezze e impianti) antecedenti agli anni Ottanta
Archivio:	AGUpd, <i>Ufficio Tecnico</i> , 18.248-2.2



Capitolo 2: Documentazione fotografica

2.1. Rilievo fotografico.....	177
-------------------------------	-----

2.1 Rilievo fotografico

La valutazione della sicurezza sismica e la scelta dell'intervento di miglioramento più opportuno possono essere correttamente realizzati solo se si ha una dettagliata conoscenza della costruzione studiata, che riguarda non solo l'evoluzione storica della stessa, mediante trasformazioni realizzatesi nel tempo, ma anche lo stato di fatto presente a livello di danneggiamento e degrado dei materiali e della struttura. Aspetti, questi, che si ricavano tramite sopralluoghi in sito, durante i quali si possono ricavare diverse informazioni, da semplici operazioni di rilievo, geometrico e fotografico, a più complesse, e, generalmente, costose, indagini strumentali.

Il rilievo fotografico è stato uno degli strumenti utilizzati per avere una conoscenza approfondita del complesso in questione, ha permesso di valutare lo stato di fatto dell'intero aggregato e delle sue parti, le vulnerabilità insite e i degradi e dissesti presenti o in atto. Finalità queste che si è cercato di raggiungere con un dettagliato studio riportato nelle tavole in allegato (Tavole 4.01 - 4.13) dove, tramite l'uso di coni ottici segnati nelle varie piante o mediante riferimenti nei prospetti, sono state riportate le relative fotografie scattate nei diversi edifici in questione.

Nelle immagini presenti nelle pagine seguenti sono rappresentati i prospetti dell'intero complesso. Per una maggiore semplicità espositiva ai vari prospetti è stata assegnata una lettera identificativa, le varie denominazioni sono riportate in dettaglio nelle tavole allegate (Tavole 3.31 - 3.46). Il prospetto A è quello principale del palazzo storico (Figura 2.1): esso si affaccia su via Giotto e costituisce l'ingresso principale del museo di Geologia. La facciata ovest del palazzo, visibile da via G. Matteotti, presenta la torretta, contenente la scala a chiocciola, più alta dello stesso prospetto.



Figura 2.1: Prospetto A – fronte principale di palazzo Cavalli



Figura 2.2: Prospetto D – fronte ovest di palazzo Cavalli



Figura 2.3: Prospetto T – fronte est del palazzo



Figura 2.4: Prospetto B: retro del palazzo

I prospetti sono, oltre a qualche piccolo cambiamento e intervento di manutenzione, quelli originali seicenteschi/settecenteschi. Recentemente (aprile 2013) la fascia inferiore dei tre prospetti affacciati su strada è stata ripinturata, su finanziamento del Comune di Padova, per eliminare i graffiti vandalici che la deturpavano. Questione questa approfondita nel capitolo 5 relativo al comportamento strutturale con indicazione dei danni.



Figura 2.5: Prospetti su Corso Garibaldi



Figura 2.6: Prospetti su via G. Matteotti

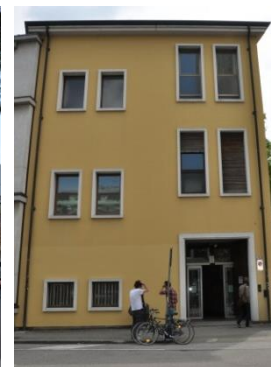


Figura 2.7: Prospetto su via G. Matteotti

La ricerca storica e l'osservazione diretta delle facciate su Corso Garibaldi e su via G. Matteotti, riportate nelle foto sopra disposte, permette di notare come queste risalgano ad epoche e siano composte da materiali differenti, frutto di modifiche e interventi successivi che hanno condotto a continui rimaneggiamenti e integrazioni con le preesistenti. Le stesse caratteristiche di diversità si riscontrano anche nei prospetti sul cortile interno, delimitato dai corpi componenti l'intero complesso. Da sottolineare che, attualmente, si stanno compiendo interventi di sistemazione e restauro della facciata C unitamente agli spazi interni del corpo D (Figura 2.10 e Figura 2.11).



Figura 2.8: Prospetti U e V



Figura 2.9: Prospetti X e Y



Figura 2.10: Prospetto C



Figura 2.11: Parte del
prospetto C



Figura 2.12: Prospetto Z

Per giungere alla formazione di un quadro conoscitivo completo, accanto agli spazi esterni è necessario descrivere e valutare lo stato di fatto degli spazi interni: in primo luogo bisogna ricordare che il complesso Cavalli presenta al suo interno una varietà di ambienti e stanze, molte delle quali non più utilizzate né dal personale né dagli utenti (studenti universitari, professori, ricercatori, visitatori). Spazi, questi, che, a seconda del corpo in cui sono contenuti, si dispongono in modo differente, in alcuni casi, creando un percorso che consente di collegare punti estremi dell'intero complesso, in altri, rimanendo confinanti nel corpo in cui si aprono. Nel corso degli anni i continui rimaneggiamenti hanno portato a creare degli ambienti complessi, visibilmente frutto di aggiunte dettate da necessità successive comportando, di volta in volta, l'apertura o chiusura al personale e/o al pubblico delle varie stanze. Per tal motivo molte delle sale sono oggi abbandonate o destinate a mero magazzino di materiale didattico e/o museale, anche se, come precedentemente accennato, in parte alcuni di questi ambienti sono oggetto di lavori di restauro per poterli riutilizzare e per poter ampliare, in particolar modo, lo spazio museale.

Dal momento che l'intero complesso risulta molto ampio, si riportano nella presente solamente le fotografie degli ambienti e degli spazi principali più significativi, rimandando invece a un maggior approfondimento e dettaglio degli stessi nelle tavole allegate, relative al rilievo fotografico (Tavole 4.01 - 4.13). La successiva trattazione, inoltre, è affrontata suddividendo l'aggregato sulla base

delle unità strutturali che sono state individuate in seguito all'analisi dello stesso (la suddivisione delle unità strutturali è riportata al capitolo 3.1).

Corpo A

Il corpo A è il palazzo Cavalli: presenta tre piani, collegati da una scala nobile (Figura 2.16), le cui stanze sono quasi interamente affrescate (la cui descrizione è riportata al capitolo 1.1); al piano terra sono ospitate le teche del museo (Figura 2.15), il cui allestimento è stato realizzato dall'arch. Giovanna Mar nel 2010¹. Ai piani superiori si aprono altre stanze (Figura 2.18), oggi non utilizzate, affrescate e aventi solai di tipologia differente (in legno, a volta o copertura piana decorata).



Figura 2.13: Ingresso principale al museo e al palazzo su via Giotto



Figura 2.14: Sala principale al piano terra con accesso al «cortile d'onore»



Figura 2.15: Sala dei Telamoni



Figura 2.16: Scala nobile



Figura 2.17: Scaletta a chiocciola della torre

¹ <http://europaconcorsi.com/projects/143676-Ristrutturazione-del-Museo-di-Geologia-e-Paleontologia-di-Palazzo-Cavalli-Padova>, consultato nel settembre 2013



Figura 2.18: Salone principale a doppia altezza al primo piano del palazzo



Figura 2.19: Corridoio al secondo piano che si affaccia sul salone principale

Il palazzo presenta in aggiunta un piccolo piano interrato (Figura 2.20 e Figura 2.21), composto da due stanze, un tempo adibito a cucine, che ora funge da magazzino e locale tecnico, e raggiungibile attraverso una scala posizionata sul cortile.



Figura 2.20: Piano interrato. Prima stanza



Figura 2.21: Piano interrato di palazzo Cavalli

Corpo B

La porzione di edificio, definita come corpo B, è quella che si affaccia su via G. Matteotti, collegata direttamente al palazzo e agli altri corpi del complesso posizionati nella parte retrostante dell'area analizzata. È frutto di molteplici modifiche; oggi è destinata alla didattica, con aule studio universitarie (al piano terra) e museo di Paleontologia e Mineralogia (al primo piano).

Ulteriore frazionamento, fatto per semplicità e per identificare due diverse unità strutturali, vede il corpo B diviso in due porzioni, corpo B₁ e B₂.

Attraverso una botola sul pavimento, che ha sostituito una vecchia scala oggi interrata per permettere l'installazione di un ascensore (Figura 2.22), si accede al piano interrato del corpo B₁, oramai non più adoperato da molti anni (Figura 2.23 e Figura 2.24).



Figura 2.22: Scala oggi chiusa



Figura 2.23: Piano interrato – corpo B₁



Figura 2.24: Piano interrato

Il corpo B₁ è organizzato su tre livelli, il piano terra è usufruito dagli spazi didattici universitari, con aule (Figura 2.25 e Figura 2.26), aule studio e servizi igienici, il primo piano ospita gli spazi museali (Figura 2.27 e Figura 2.28) mentre il secondo è attualmente inutilizzato (Figura 2.29 e Figura 2.30) e nel futuro sarà recuperato dal momento che si stanno già predisponendo i primi interventi. Nei locali adibiti a museo i solai sono nascosti da un controsoffitto bianco mentre le murature perimetrali sono in parte tinteggiate di nero, in parte nascoste da controventi, tende e teche, per tal motivo è difficile individuare visivamente la tipologia precisa della struttura.



Figura 2.25: Aula universitaria – piano terra



Figura 2.26: Aula universitaria – piano terra



Figura 2.27: Stanza al primo piano - Museo di Paleontologia



Figura 2.28: Ambiente adibito a museo con teche



Figura 2.29: Stanza al secondo piano, in passato adibita ad uffici, ora in sistemazione



Figura 2.30: Stanza inutilizzata al secondo piano

Il corpo B₂ è la porzione di edificio realizzato negli anni sessanta del Novecento, costruito in cemento armato e collegato a sua volta ai corpi B₁ e D. Come gli altri anche questa porzione di edificio presenta un interrato, adibito a magazzino per i musei di Paleontologia e Mineralogia (Figura 2.31 e Figura 2.32), e tre piani superiori. Al piano terra, si apre l'ingresso principale all'intero complesso (Figura 2.33) e le aule universitarie (Figura 2.34). L'intero primo piano è destinato a museo (Figura 2.35 e Figura 2.36), mentre all'ultimo piano in passato erano dislocati uffici, depositi, laboratori, attualmente non più usufruiti (Figura 2.37 e Figura 2.38).



Figura 2.31: Magazzino museo – piano interrato



Figura 2.32: Piano interrato



Figura 2.33: Sala di accesso ed espositiva



Figura 2.34: Aula didattica universitaria



Figura 2.35: Museo di Mineralogia



Figura 2.36: Museo al primo piano



Figura 2.37: Ex ufficio al secondo piano



Figura 2.38: Sala al secondo piano

Corpo C

Il corpo C si affaccia su Corso Garibaldi e si collega direttamente a palazzo Cavalli. Si sviluppa su tre piani, nel primo dei quali si apre una sala espositiva legata al museo di Geologia (Figura 2.39 e Figura 2.40) mentre nei piani superiori le stanze, in passato adattate ad uffici, sono oggi abbandonate (Figura 2.41 - Figura 2.44).



Figura 2.39: Sala espositiva

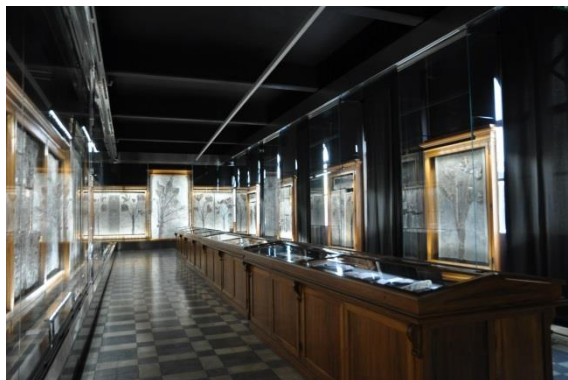


Figura 2.40: Sala espositiva al piano terra



Figura 2.41: Ingresso secondo piano



Figura 2.42: Ex ufficio abbandonato



Figura 2.43: Secondo piano del corpo C



Figura 2.44: Ex laboratorio

Corpo D

Il corpo D, in sistemazione, si organizza su un piano interrato e su tre piani superiori. Il piano interrato non è più utilizzato (Figura 2.45 - Figura 2.47); al piano terra sono presenti le aule universitarie (Figura 2.48), in quelli superiori sono collocati gli uffici dei professori (Figura 2.54) e un'aula studio (Figura 2.52), in fase di recupero per adibirli a spazi museali.



Figura 2.45: Interrato



Figura 2.46: Parte dell'interrato



Figura 2.47: Spazi abbandonati nell'interrato



Figura 2.48: Aula universitaria al piano terra



Figura 2.49: Corridoio al piano terra



Figura 2.50: Scala



Figura 2.51: Corridoio al primo piano



Figura 2.52: Ex aula studio al primo piano



Figura 2.53: Corridoio al secondo piano



Figura 2.54: Sala al secondo piano



Figura 2.55: Ambiente in fase di ristrutturazione

Capitolo 3: Rilievo geometrico

3.1. Rilievo geometrico.....	191
<i>Unità strutturali</i>	201
<i>Destinazioni d'uso</i>	202

Il rilievo geometrico è stato condotto svolgendo un controllo a campione dell'aggregato, tramite l'uso di distanziometri laser e metri, con la finalità di verificare la congruità tra la documentazione fornita (aggiornata al 2008) e la condizione attuale, date le continue modifiche che si sono succedute negli ultimi anni, cambiamenti questi tutt'ora in corso. Il rilievo è stato eseguito a campione poiché le misure sono da subito apparse corrette, ad eccezione di alcune zone dove sono stati eseguiti interventi con datazione successiva al 2008. Il rilievo geometrico di piante, prospetti e sezioni, in scala 1:100, è riportato esaustivamente nelle tavole allegate (Tavole 3.01 - 3.59) alla presente. Di seguito, invece, vengono riportati i rilievi più importanti per un'adeguata comprensione del complesso.

3.1 Rilievo geometrico

L'intero aggregato, come precedentemente descritto, si presenta eterogeneo e irregolare sia nella planimetria che nell'altimetria, a causa delle continue e successive modifiche apportate nel corso degli ultimi secoli e dell'uso di materiali (mattoni, pietra, calcestruzzo armato e legno) e tecniche differenti in base alla prassi costruttiva del periodo di realizzazione.

Il rilievo geometrico delle piante del manufatto è stato realizzato per i quattro piani di cui è composto il fabbricato ed è stato riportato nelle pagine successive. In particolare, il piano interrato (Figura 3.1) non coincide con l'intero perimetro del piano terra (segnato con un tratteggio nel rilievo geometrico), ma risulta essere composto da varie porzioni di differenti dimensioni, al giorno d'oggi quasi tutte non più usfruite, ad eccezione di quello del corpo B₂ adoperato come magazzino e deposito. I tre piani fuori terra sono composti da un insieme articolato e complesso di ambienti che rivelano, nella planimetria stessa, periodi e concezioni differenti di realizzazione (Figura 3.2 - Figura 3.5). Lo studio svolto dettagliatamente è riportato nelle tavole allegate (Tavole 3.01 - 3.30).

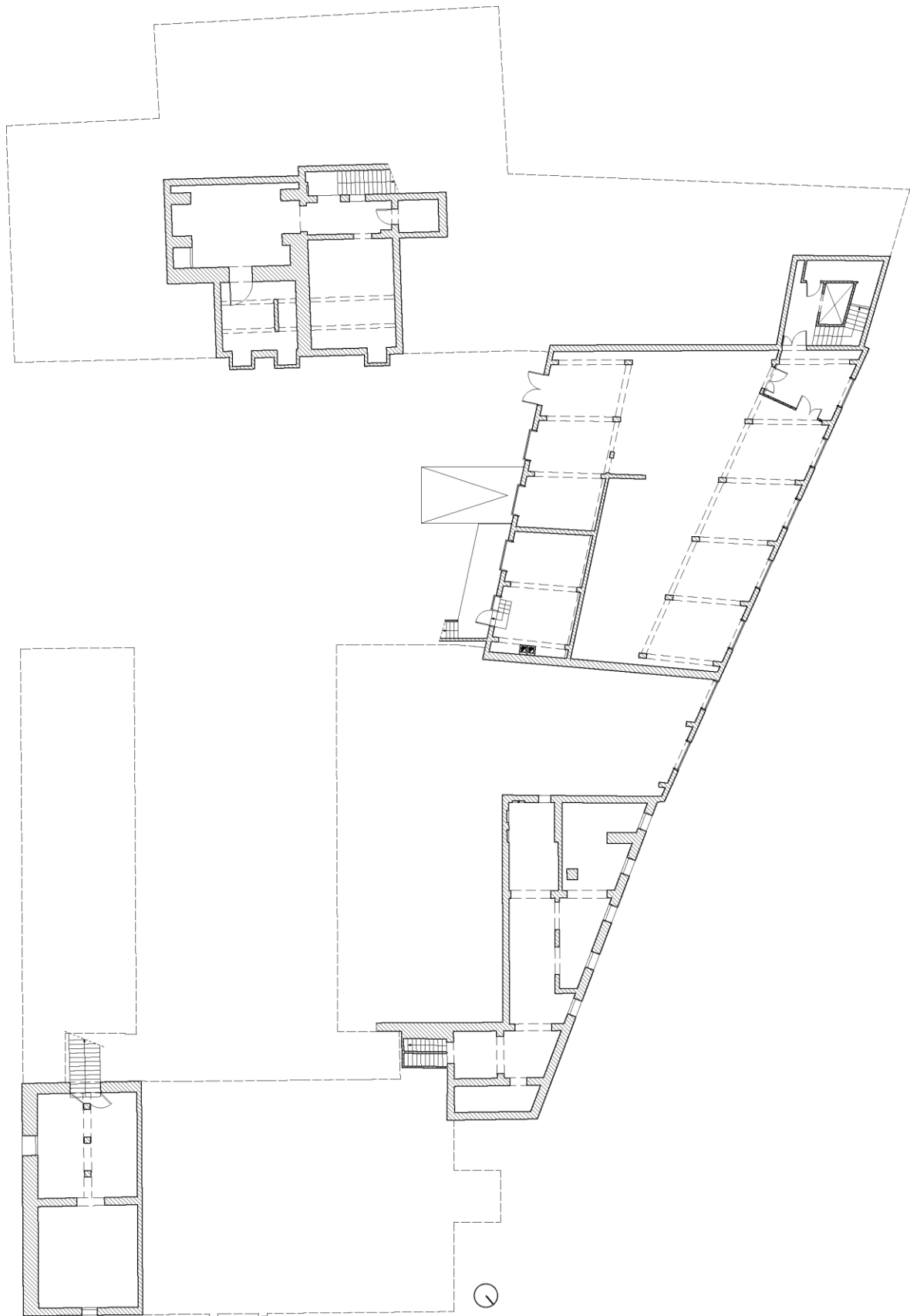


Figura 3.1: Pianta piano interrato



Figura 3.2: Pianta piano terra

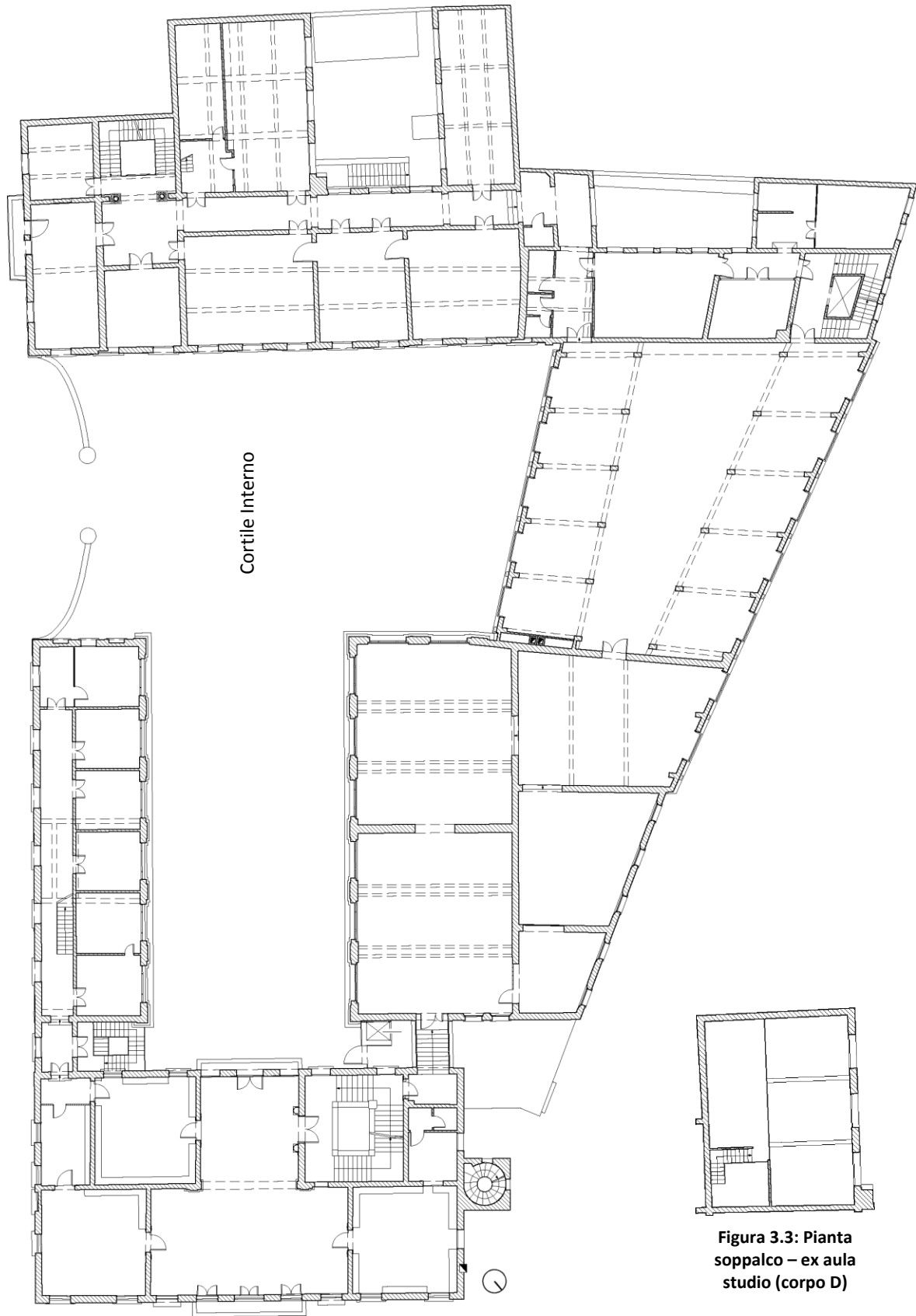


Figura 3.4: Pianta primo piano

Figura 3.3: Pianta
soppalco – ex aula
studio (corpo D)

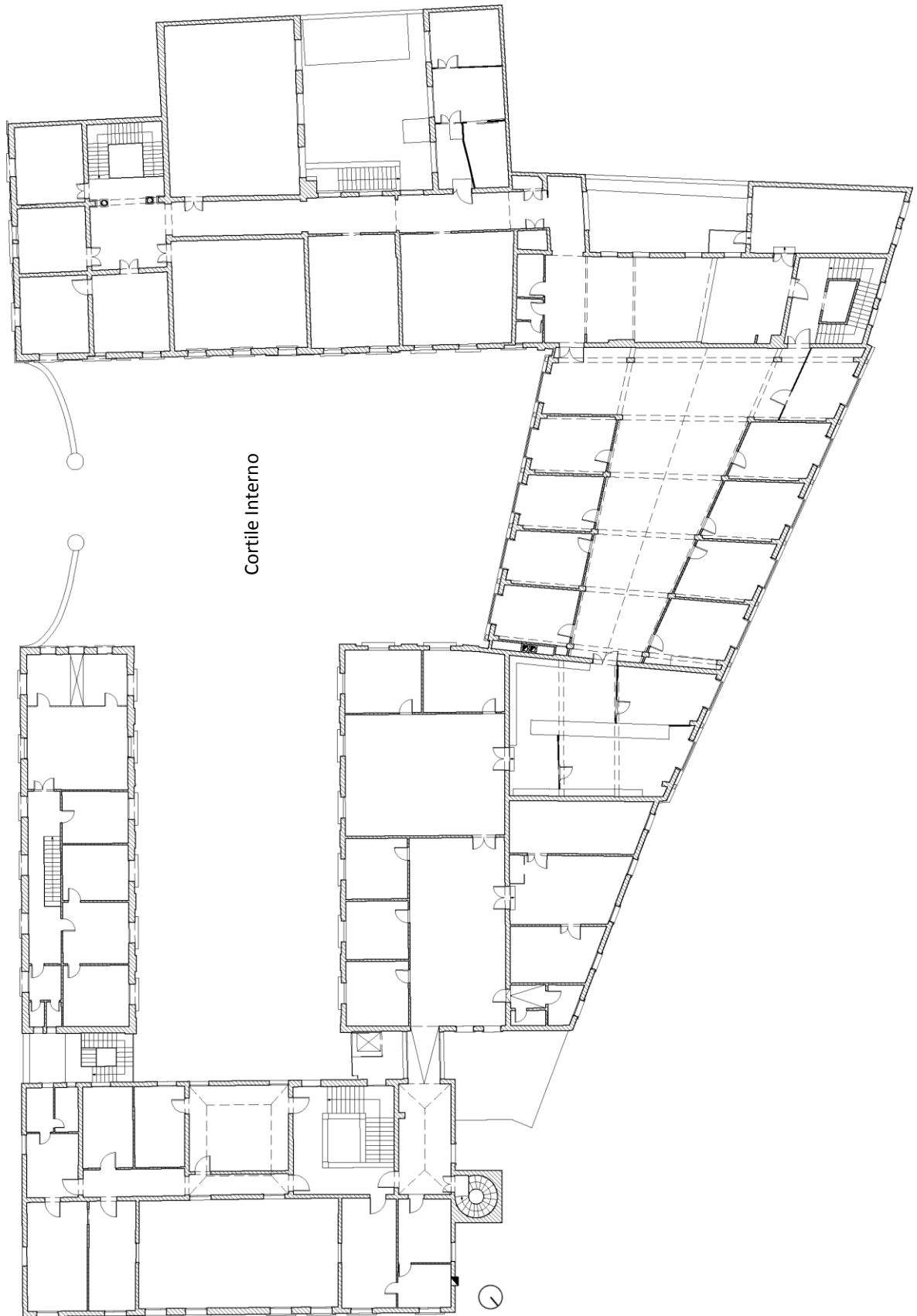


Figura 3.5: Pianta secondo piano

Il rilievo dei prospetti è stato eseguito nelle tavole allegate (Tavole 3.31 - 3.46) riportando i singoli prospetti, in scala 1:100, che compongono le facciate esterne, del cortile d'onore interno e dei cortiletti chiusi del corpo D. Vengono qui di seguito riportati per comodità di lettura.

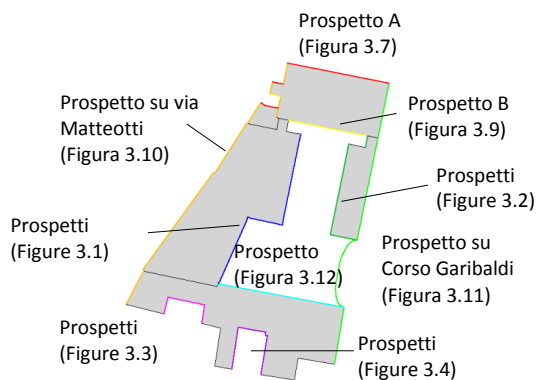


Figura 3.6: Planivolumetrico con indicazione dei prospetti



Figura 3.7: Prospetto A del palazzo Cavalli - via Giotto

**Figura 3.8:
Prospetto in via G.
Matteotti**



Figura 3.9: Prospetto B palazzo Cavalli - fronte sul cortile interno



Figura 3.10: Prospetto su via G. Matteotti

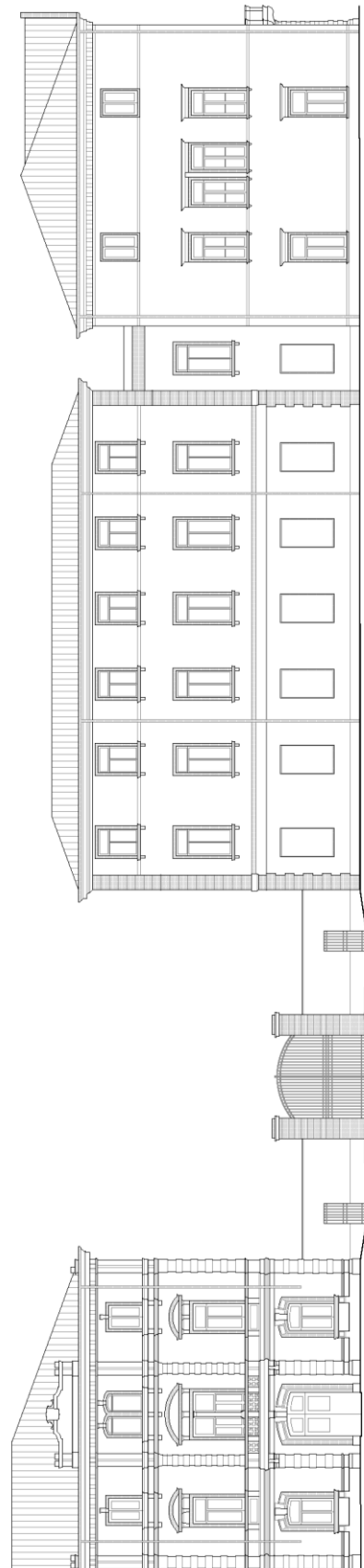


Figura 3.11: Prospetto su Corso Garibaldi

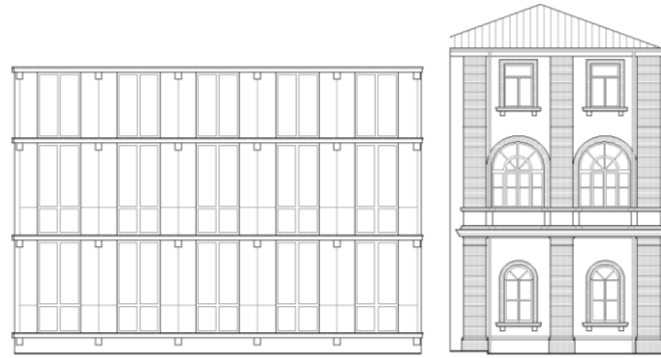


Figure 3.1: Prospetti corpo B - Cortile d'onore interno

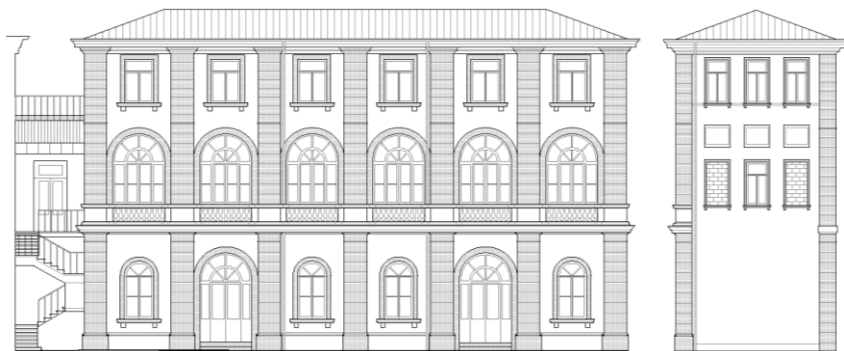


Figure 3.2: Prospetti corpo C - Cortile d'onore interno



Figura 3.12: Prospetto corpo D - Cortile d'onore interno



Figure 3.3: Prospetti corpo D - cortiletto interno



Figure 3.4: Prospetti corpo D - secondo cortiletto interno

Di seguito si ripropongono le sezioni principali del complesso, attraverso le quali è possibile comprendere l'organizzazione degli spazi interni e delle strutture portanti principali. Per una visione completa delle stesse si rimanda alle tavole allegate (Tavole 3.47 - 3.56).

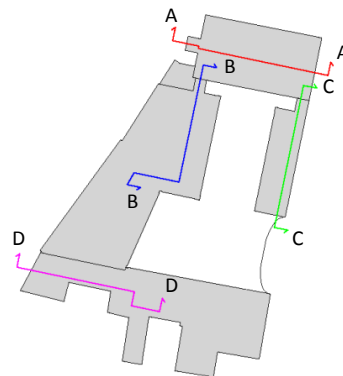


Figura 3.13: Planivolumetrico con indicazione delle sezioni



Figura 3.14: Sezione A-A longitudinale



Figura 3.15: Sezione B-B longitudinale

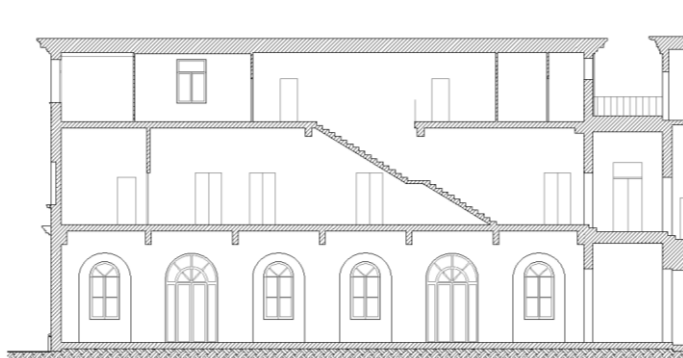


Figura 3.16: Sezione C-C longitudinale

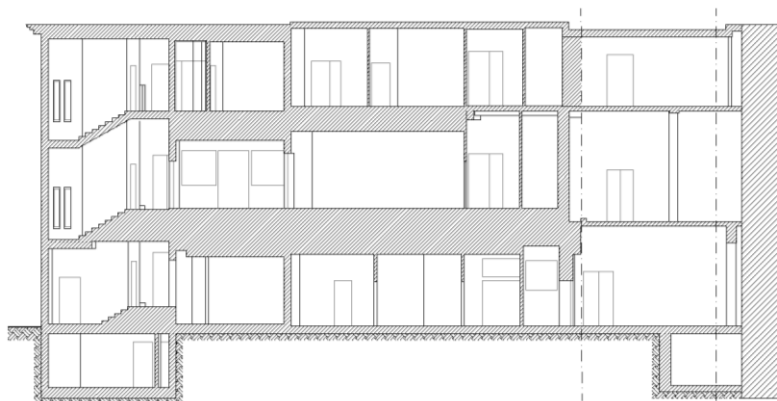


Figura 3.17: Sezione D-D longitudinale

Unità strutturali

Unità strutturale è l'insieme delle cellule collegate tra loro in pianta e in elevazione da un comune processo costruttivo. L'US dovrà avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e sarà delimitata da spazi aperti, da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi¹.

Nel caso studio, sono state riconosciute, in particolare, 5 unità strutturali: il corpo A coincidente con palazzo Cavalli, i corpi B₁ e B₂ che indentificano quelle parti strutturali che ospitano rispettivamente il Museo di Paleontologia e quello di Mineralogia, che nonostante costituiscano un unico corpo, definiscono due cellule diverse sia in pianta che in elevazione, conseguenza dovuta a periodi e concezioni differenti di realizzazione. Il blocco C, ospitante l'ala sud-est del Museo di Geologia, si affaccia su Corso Garibaldi ed è collegato, come il blocco B₁, con palazzo Cavalli. Infine, la quinta unità è stata assegnata al corpo D, posto dalla parte opposta del cortile interno rispetto a palazzo Cavalli e noto come ex casa Fontana, si trova a stretto contatto con gli edifici dell'isolato in cui si colloca il complesso, confinando direttamente con Palazzo Zuckermann.

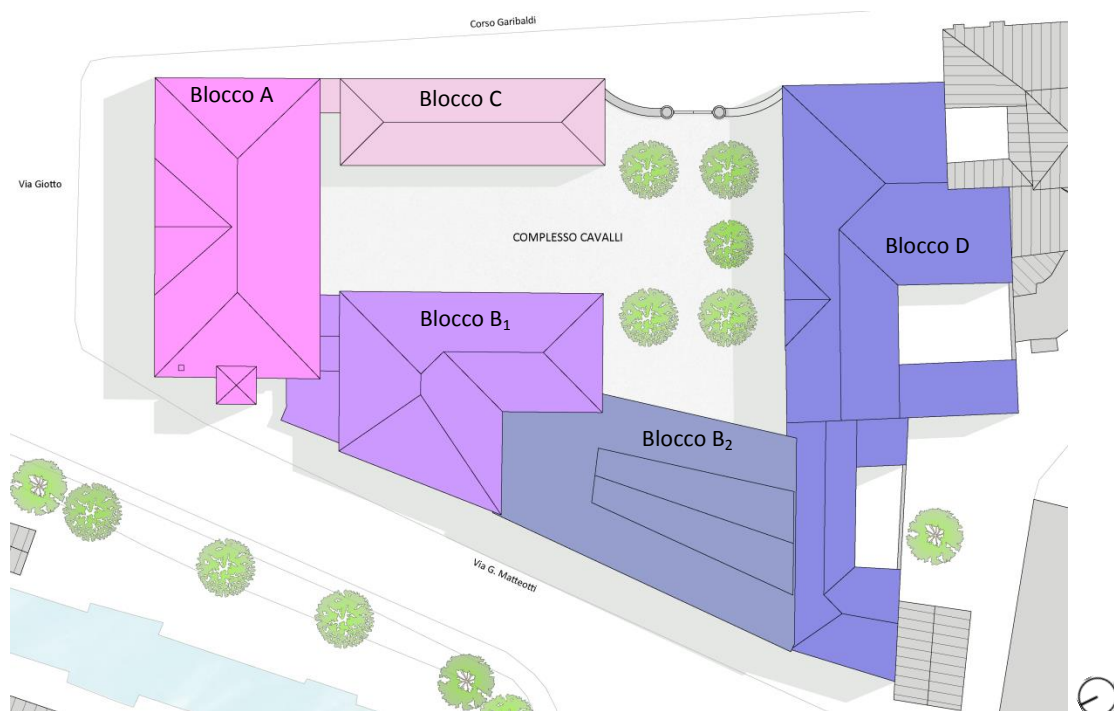


Figura 3.18: Identificazione delle unità strutturali

¹ NTC2008, capitolo 8.7.1

Destinazioni d'uso

L'intero complesso, come descritto nella sezione dedicata alla storia del manufatto, ha subito nel corso degli anni, in particolare in quelli più recenti, molte modifiche riguardanti le destinazioni d'uso. Sono tutt'ora in evoluzione a causa dei lavori di ristrutturazione che si stanno svolgendo soprattutto in un'ala del complesso (corpo D). L'identificazione di queste è stata fatta, perciò, sulla base delle funzioni attuali, senza tener conto di quelle che saranno sostituite o alterate a breve (un retino specifico segna futuri cambiamenti). Essendo l'intero aggregato di proprietà dell'Università di Padova, gli spazi interni sono caratterizzati da funzioni legate all'ambito educativo – scolastico – direzionale. Nello specifico, le destinazioni d'uso sono: museo (situato nelle sale del palazzo seicentesco e nei corpi C e B), aule per la didattica, laboratori, biblioteca (quest'ultimi non più usufruiti), archivi, uffici, segreteria, magazzini (soprattutto legati alla conservazione del materiale del museo), ingresso e locali tecnici. Una dettagliata visualizzazione grafica può essere visualizzata nelle tavole allegate (Tavola 3.59).

Capitolo 4: Diagnosi sul campo

4.1.	Pianificazione del piano d'indagine.....	207
	<i>Prove non distruttive</i>	207
	<i>Prove soniche</i>	207
	<i>Endoscopie</i>	209
	<i>Termografie</i>	210
	<i>Indagini sclerometriche</i>	210
	<i>Indagini magnetometriche</i>	211
	<i>Prove debolmente distruttive</i>	212
	<i>Martinetti piatti doppi</i>	212
	<i>Monitoraggio</i>	213
4.2.	Prove soniche in trasparenza.....	214
	<i>Prova S1</i>	215
	<i>Prova S2</i>	217
	<i>Prova S3</i>	219
	<i>Prova S4</i>	221
4.3.	Prove sclerometriche.....	223
4.4.	Prove magnetometriche.....	225
4.5.	Monitoraggio.....	225
4.6.	Osservazioni finali.....	226

4.1 Pianificazione del piano d'indagine

L'analisi dettagliata, fin qui condotta, dell'intero complesso ha portato a identificare le principali criticità dello stesso tramite la sola analisi visiva. Lo studio, però, deve poter essere adeguatamente supportato da alcune prove strumentali, da compiere direttamente in situ o in laboratorio, attraverso le quali verificare i limiti e le caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche che definiscono i materiali di cui è costituito il manufatto. Nello specifico, nei paragrafi seguenti, sono indicate alcune proposte di prove parzialmente e non distruttive, da compiere nelle zone individuate, al fine di avere una conoscenza più approfondita degli edifici. Si evidenzia comunque che il numero di prove suggerito, in caso in cui andranno ad essere realizzate, dovrà essere adeguatamente verificato e definito anche in base al budget economico a disposizione, facendo un'attenta analisi costi – benefici. Alcune prove non invasive, i cui risultati sono riportati nel presente capitolo e nelle tavole allegate (Tavole 9.01 – 9.08), sono state effettivamente realizzate in sito grazie alla strumentazione messa a disposizione dall'Università di Padova; lo scopo è stato quello di determinare le caratteristiche della muratura, dal punto di vista qualitativo, necessarie anche per la successiva fase di modellazione.

Prove non distruttive

Per prove non distruttive si intendono quegli esami, controlli o insiemi di accertamenti e rilievi che si compiono sui materiali, metallici e non, atti a riscontrare e/o misurare e/o determinare le composizioni, le caratteristiche, i difetti degli stessi e le discontinuità strutturali. Sono metodi che non richiedono prelievo di materiale o distruzione alcuna e non compromettono la funzionalità del componente. Molto spesso viene adoperato l'acronimo NDT, dall'espressione inglese Non Destructive Testing, o PnD, dall'espressione Prove non Distruttive. Le prove non distruttive si dividono in prove attive (prove soniche, endoscopie, termografie, indagini sclerometriche) e passive (indagini magnetometriche).

Prove soniche

Le prove soniche si basano sulla misura e l'analisi delle caratteristiche di propagazione delle onde elastiche (onde soniche) all'interno di corpi solidi con frequenze comprese tra 20Hz e 2kHz¹. La prova consiste nella generazione di un'onda sonica nella muratura attraverso un

¹ Linee Guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili, 2012, cap. 2.4.1.1, p. 21

apposito martello strumentato dotato di accelerometro, il segnale trasmesso dalla muratura è poi captato da un secondo accelerometro piezometrico posto ad una certa distanza. I dati provenienti dai due strumenti sono da prima amplificati, poi digitalizzati ed infine trasmessi ad un computer che li elabora e salva. Il dato principale che si ricava è il “tempo di volo” cioè l’intervallo di tempo che trascorre tra l’emissione dell’impulso e la sua registrazione, nota la distanza tra martello e accelerometro è possibile ricavare la velocità media con cui si è trasmessa l’onda sonora nella muratura. La velocità di propagazione è correlabile, in maniera diretta, con le proprietà fisiche e meccaniche del mezzo solo nel caso di materiali omogenei e isotropi, caratteristica sicuramente non propria della muratura. Tuttavia anche per le murature sono ricavabili alcune informazioni utili, le principali applicazioni delle indagini soniche sono: valutazione qualitativa della morfologia della sezione, comparazione dei risultati ottenuti prima e dopo l’esecuzione di interventi di consolidamento, al fine di determinare il miglioramento avuto, individuazione di anomalie e imperfezioni, esame di zone murarie (lesioni e/o discontinuità dei paramenti murari). Esistono poi vari metodi di esecuzione della prova in relazione alla posizione reciproca tra la sorgente e il rilevatore dell’onda sonora:

- *Prova diretta o in trasparenza:* l’onda sonora viene emessa da un lato e registrata da un sensore posto nella posizione corrispondente dall’altro lato della muratura;
- *Prova indiretta o superficiale:* l’onda sonora viene emessa e ricevuta dallo stesso lato della muratura, viene eseguita solo in caso sia impossibile raggiungere l’altro lato della muratura; i risultati tuttavia riguardano solo la porzione più esterna del paramento murario;
- *Prova semidiretta o radiale:* l’onda sonora è ricevuta da un sensore posto su una superficie disposta ortogonalmente a quella di emissione, cosa che avviene ad esempio in corrispondenza degli spigoli;
- *Tomografia:* consiste in un particolare tipo di prova diretta in cui vengono combinati risultati ottenuti da diverse misurazioni eseguite in vari punti e lungo varie direzioni.

Nel caso in esame (Tavola allegata 8.01) prove soniche vengono proposte nel piano interrato del corpo D, al piano terra nei corpi A, B₁, C, D. Per i risultati delle prove condotte in sito si rimanda al paragrafo 4.2 e alle tavole allegate (Tavole 9.01 - 9.06).



**Figura 4.1: Strumentazione prova sonica.
Martello e accelerometro**



**Figura 4.2: Strumentazione prova sonica.
Elaborazione tramite computer**

Endoscopie

Le indagini mediante gli endoscopi consentono di esaminare in situ le cavità naturali o artificiali allo scopo di osservare direttamente in punti inaccessibili, la morfologia, la tipologia, la composizione interna, lo stato di conservazione dei materiali, le strutture portanti e portate di solai piani e tutte quelle strutture e materiali che possono essere indagati mediante fori di piccolo diametro². Applicata all'edilizia, essa consente di osservare direttamente forma e aspetto di ciò che si sta analizzando e consente di effettuare valutazioni di tipo qualitativo e, in alcuni casi, quantitativo. I principali problemi sono legati alla dimensione del foro di indagine (illuminazione, omogeneizzazione delle pareti del foro dovuta alla fase di perforazione) e alla ristretta zona definita dal foro di indagine nel caso in cui si vogliano studiare i materiali.

Endoscopie sono consigliate nel piano interrato (corpo A, B₁ e C) e al piano terra (corpo C, B₁, D) nei punti in cui è sconosciuta la composizione della muratura e in cui vengono fatte prove con martinetti piatti doppi (Tavola allegata 8.01): entrambe infatti richiedono di intaccare la muratura, perciò per ottenere la minor invasività possibile la prova verrà fatta in corrispondenza del giunto tagliato per il martinetto piatto doppio.



Figura 4.3: Strumentazione della prova endoscopica

² Linee Guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili, 2012, cap. 2.4.2.3, p. 28

Termografie

La termografia è tra le metodiche non distruttive maggiormente usate nel campo del riuso e per la diagnostica delle patologie edilizie. Viene usata per leggere le radiazioni emesse nella banda dell'infrarosso da corpi sottoposti a sollecitazione termica. L'energia radiante è funzione della temperatura superficiale dei materiali a sua volta influenzata dalla conducibilità termica e dal calore specifico, caratteristiche che esprimono in termini quantitativi l'attitudine del materiale a trasmettere o trattenere calore. Questi parametri sono specifici di ciascun materiale, perciò i diversi componenti del manufatto (come la muratura) assumeranno temperature diverse, ciò viene sfruttato dalla termografia per visualizzare i differenti comportamenti termici dei materiali. Le principali applicazioni sono tese a individuare: dispersioni termiche, ponti termici, umidità di murature, strutture di solai in calcestruzzo armato e ammorsature tra strutture murarie con tessiture e materiali differenti. Da evidenziare il fatto che la termografia è influenzata dalle condizioni ambientali e climatiche del luogo, bisogna quindi operare in assenza di irraggiamento solare, di pioggia e di vento.

Nello specifico, sono proposte termografie in tutti e quattro i piani e in tutti i corpi del manufatto: in particolare nei punti dove l'analisi visiva ha individuato possibili alterazioni o degradi della struttura (esempio infiltrazioni) che devono essere attentamente studiati e valutati per un'eventuale futuro intervento. Bisogna precisare però che, anche in questo caso, qualora questa campagna di indagini si realizzi effettivamente risulterà necessario fare un'attenta analisi costi – benefici, dal momento che tali prove sono facilmente e velocemente realizzabili ma richiedono un maggiore onere nella lettura dei dati che deve essere compiuta da esperti.



Figura 4.4: Strumentazione per la prova termografica

Indagini sclerometriche

Le prove sclerometriche sono le più impiegate dai tecnici nonostante non risultino del tutto esaustive se non vengono abbinate a prove soniche e consentono di determinare la durezza superficiale di un materiale (calcestruzzo, roccia, ecc.) la quale è correlata alla resistenza

meccanica dello stesso³. Lo strumento consiste di un corpo cilindrico munito di un'asta che fuoriesce e che viene caricata a molla premendo contro la superficie in esame, una volta giunta a fine corsa una massa interna percuote una ghiera fissata rigidamente all'asta. La massa colpendo l'asta rimbalza ad una certa altezza che viene misurata dallo strumento, l'entità del rimbalzo è proporzionale alla durezza superficiale del calcestruzzo. L'esecuzione della prova è regolamentata dalla norma UNI EN 12504-2:2012⁴. Indagini con utilizzo dello sclerometro sono suggerite in particolare nel corpo B₂ realizzato in calcestruzzo (dal piano terra fino al secondo piano): nella tavola allegata (Tavola 8.01), in particolare, le presenti indagini, pur essendo proposte solo in determinati punti, possono essere realizzate diffusamente in molti altri (non rappresentati onde evitare eccessiva confusione), grazie alla rapidità, non invasività ed economicità delle stesse.



Figura 4.5: Strumentazione della prova con sclerometro



Figura 4.6: Indagine sclerometrica

Indagini magnetometriche

La strumentazione consente di localizzare materiali metallici dall'analisi delle anomalie di un campo magnetico generato da una sonda, chiamata pacometro, trascinata sulla superficie muraria. In altri termini, l'applicazione più generale e qualitativa consiste nel localizzare i ferri d'armatura, posizione, direzione, numero, diametro, in una struttura di cemento armato e i rinforzi di natura metallica quali catene, regge, putrelle.

Il ricorso all'indagine magnetometrica riguarda, in particolare, il corpo D (al piano terra e al primo piano) per verificare le armature usate nel solaio (non essendo stati rinvenuti tutti i progetti riguardanti tale zona) e il primo piano del corpo B₂.

³ Linee Guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili, 2012, cap. 2.3.1.2, p. 10

⁴ UNI EN 12504-2:2012: Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Parte 2: Prove non distruttive – Determinazione dell'indice sclerometrico



Figura 4.7: Strumentazione per la prova magnetometrica



Figura 4.8: Prova con pacometro per valutare le armature in un trave

Prove debolmente distruttive

Martinetti piatti doppi

La prova con martinetto piatto doppio consente di determinare le caratteristiche di deformabilità della muratura, il modulo elastico e il valore di resistenza della stessa. Si realizzano due tagli tra loro paralleli, a distanza variabile, entro cui si inseriscono due martinetti. In tal modo si può delimitare un campione di muratura rappresentativo del comportamento meccanico della stessa. Le deformazioni nella porzione muraria, ottenute applicando uno stato di sollecitazione monoassiale, vengono misurate da un numero adeguato di sensori di spostamento posti in direzione ortogonale e parallela ai piani di inserimento dei martinetti, ottenendo così il diagramma tensione – deformazione della muratura indagata⁵.

La proposta del piano d'indagine (Tavola allegata 8.01) vede la realizzazione delle presenti prove nei muri interni del piano interrato del corpo A, B₁, D (negli stessi punti in cui precedentemente è stata proposta l'endoscopia) e nei muri esterni al piano terra dei corpi B₁, C (affacciati sul cortile interno) e D (nel cortiletto). La presenza di affreschi impedisce di realizzare l'indagine anche al piano terra del palazzo Cavalli.



Figura 4.9: Strumentazione - martinetto piatto

⁵ Linee Guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili, 2012, cap. 2.4.2.1, p. 25

Monitoraggio

Principale strumento per la conservazione di una struttura, il monitoraggio consiste in una serie continuativa di indagini strutturali fatte su un edificio, attraverso le quali è possibile valutare l'evoluzione di parametri che definiscono l'edificio (parametri ambientali, temperatura e umidità, parametri strutturali, controllo dei quadri fessurativi). Rispetta appieno il principio del minimo intervento: si interviene solo quando, attraverso il monitoraggio, si rileva un peggioramento consistente del comportamento strutturale. Si possono avere due tipi di monitoraggio: statico quando si misurano parametri che variano lentamente nel tempo, dinamico quando si misurano parametri dinamici (vibrazioni ambientali o eventi eccezionali). Le strategie di monitoraggio sono due: continuo o periodico (un sistema di sensori fissi o rimovibili misurano in maniera continua i parametri in gioco) e basato su soglia (il sistema di sensori registra solo quando i valori superano una certa soglia definita; in tal modo si ottimizzano le informazioni evitando di acquisire continuamente una enorme quantità di dati).

Si propone, nel manufatto studiato, di eseguire il monitoraggio soprattutto del palazzo Cavalli (Tavola allegata 8.01), nel quale la presenza di intere pareti affrescate impedisce di ricavare informazioni tramite indagini invasive che possono compromettere l'integrità e la conservazione delle stesse. I sensori che monitorano la struttura devono essere adeguatamente collocati, non solo per ottenere informazioni nei punti più critici, dove sono state individuate lesioni, ma anche per avere il minor impatto visivo e costi più contenuti.

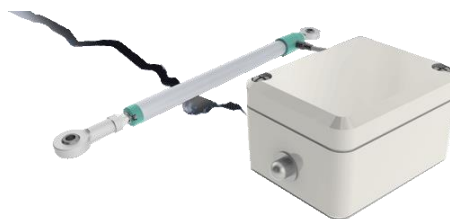


Figura 4.10: Strumentazione per il monitoraggio

Delle prove preliminarmente proposte (paragrafo 4.1), nell'ambito del lavoro di tesi è stato possibile eseguirne solo alcune e in numero minore rispetto a quanto precedentemente proposto. Data l'esigua rappresentatività le prove effettuate non sono state sufficienti per passare da un livello di conoscenza LC1 (conoscenza limitata) ad un livello LC2 (conoscenza adeguata), tuttavia sono state utili per confermare alcuni dati progettuali rinvenuti e per fornire almeno sommariamente un'idea a proposito di alcuni dettagli costruttivi prima non noti. Le prove, che è stato possibile eseguire, sono di seguito riportate.

4.2 Prove soniche in trasparenza

La presenza di pareti affrescate nel palazzo storico o di stanze adibite a museo o ad aula didattica hanno limitato la scelta delle pareti sulle quali era possibile effettuare la prova. È stata eseguita nelle quattro posizioni indicate in Figura 4.11 e nelle tavole allegate (Tavole 9.01 - 9.05) ritenute le più significative per poter caratterizzare, almeno in prima approssimazione, le murature realizzate nelle varie fasi di espansione del complesso.

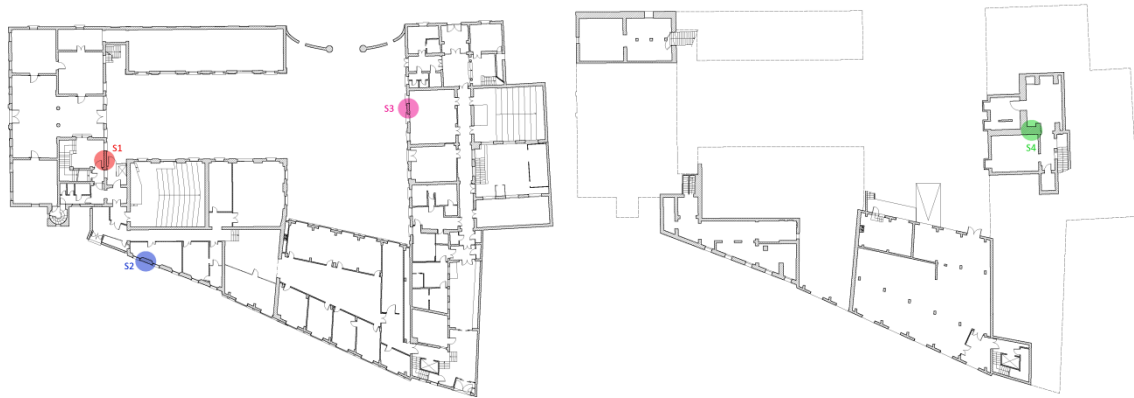


Figura 4.11: Localizzazione prove soniche

La strumentazione per la prova è stata messa a disposizione dall'Università e consiste in:

- Unità centrale di acquisizione (piattaforma portatile a 16 canali National Instruments mod. PXI 1025, schede di acquisizione digitale National Instruments mod. PXI NI 4472);
- Sensore di accelerazione (PCB Piezotronics mod. 393 B12);
- Martello strumentato (PCD Piezotronics mod. 086D20);
- Software di acquisizione e gestione dati sviluppato in ambiente LabView;
- Livella a bolla d'aria, distanziometro laser e metro per il posizionamento della griglia sulle facce della muratura.

La griglia di punti usati per l'acquisizione è stata cambiata nelle varie prove per adattarsi alle caratteristiche della parete presa in esame. Le registrazioni effettuate sono composte dalla misura dell'impulso generato dal martello strumentato e dalla successiva lettura da parte del sensore di accelerazione dell'onda generata; i dati sono quindi visualizzati dal programma sotto forma di grafico che riporta in ascissa il tempo e in ordinata l'intensità dell'impulso misurata in kg·m/s. Ai fini della determinazione della velocità media di trasmissione delle onde sonore nella muratura il parametro considerato è stato l'intervallo temporale tra il momento in cui viene dato l'impulso dal martello e quello in cui il sensore, posto dall'altra parte del muro, inizia a riceverlo; tale intervallo, una volta noto lo spessore della muratura, permette di stabilire attraverso la legge del moto rettilineo uniforme la velocità media dell'onda nella muratura. Per ogni punto della griglia

sono state eseguite tre acquisizioni; ai fini di ottenere un valore statisticamente rappresentativo si è calcolata la media dei tre valori eventualmente scartandone uno se eccessivamente difforme dagli altri due. I dati ottenuti sono stati infine elaborati in un istogramma e rappresentati tramite mappature di colore. Se la muratura fosse un materiale isotropo e omogeneo i risultati ottenuti consentirebbero di determinare le caratteristiche meccaniche del materiale, non essendo questo il caso i dati consentono di avere solo informazioni di carattere qualitativo, utili tuttavia nel caso si dovesse operare con futuri interventi di rinforzo della muratura per valutare se vi sia stato un miglioramento.

Prova S1

Descrizione. Il test è stato condotto su una parete perimetrale del corpo A su una griglia di 25 punti disposti in 5 righe e 5 colonne e distanziati tra loro 20 cm. La parete di 44 cm di spessore risulta intonacata su entrambi i lati, il lato interno presenta degli affreschi decorativi per tale motivo si è deciso di utilizzare il sensore di accelerazione sul lato interno e il martello strumentato su quello esterno.

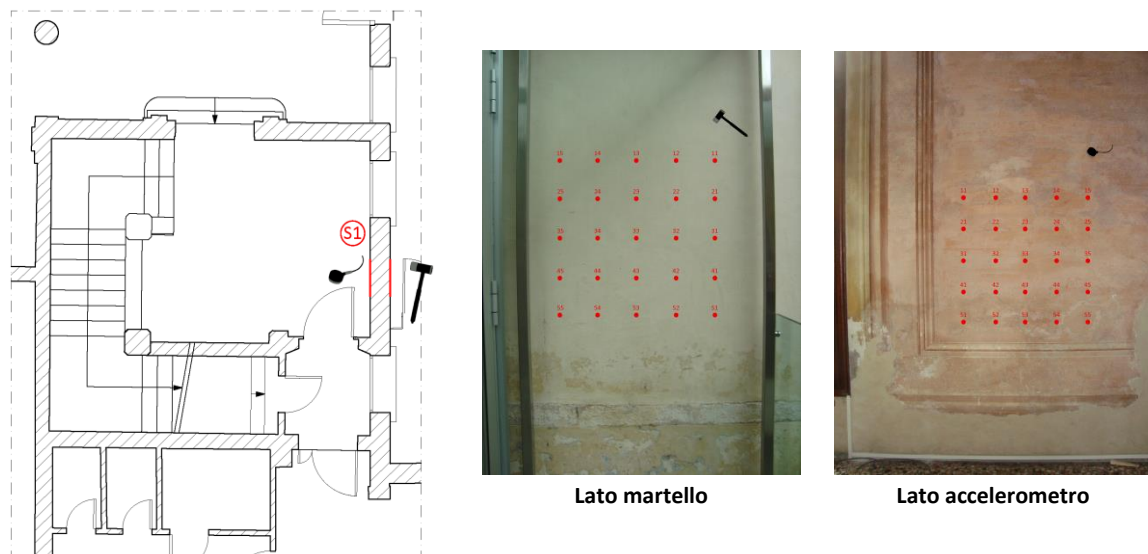


Figura 4.12: Localizzazione della prova sonica S1

Risultati. Dall'elaborazione dei dati, per l'area considerata, la velocità media è risultata essere di 1108 m/s.

Prova sonica S1						
Percorso	Spessore muratura [m]	Tempo di volo [sec]			Tm [sec]	Vm [m/s]
		Ta	Tb	Tc		
1-1	0,44	6,215E-04	5,073E-04	4,619E-04	5,302E-04	829,8
1-2	0,44	4,724E-04	3,542E-04	4,475E-04	4,247E-04	1036,0
1-3	0,44	3,443E-04	3,492E-04	3,433E-04	3,456E-04	1273,1
1-4	0,44	4,675E-04	4,047E-04	4,319E-04	4,347E-04	1012,2
1-5	0,44	3,259E-04	3,116E-04	3,154E-04	3,176E-04	1385,3
2-1	0,44	5,124E-04	4,001E-04	3,277E-04	4,134E-04	1064,4
2-2	0,44	5,959E-04	4,642E-04	3,625E-04	4,742E-04	927,9
2-3	0,44	2,434E-04	5,022E-04	3,910E-04	3,789E-04	1161,4
2-4	0,44	4,480E-04	3,956E-04	4,159E-04	4,198E-04	1048,1
2-5	0,44	4,013E-04	3,746E-04	4,946E-04	4,235E-04	1039,0
3-1	0,44	4,002E-04	3,608E-04	4,510E-04	4,040E-04	1089,1
3-2	0,44	4,795E-04	4,667E-04	5,279E-04	4,914E-04	895,4
3-3	0,44	3,433E-04	3,910E-04	3,410E-04	3,584E-04	1227,5
3-4	0,44	3,074E-04	3,082E-04	3,288E-04	3,148E-04	1397,7
3-5	0,44	3,725E-04	1,502E-04	2,636E-04	2,621E-04	1678,9
4-1	0,44	4,677E-04	5,126E-04	5,653E-04	5,152E-04	854,1
4-2	0,44	3,408E-04	5,095E-04	5,365E-04	4,623E-04	951,9
4-3	0,44	5,030E-04	3,813E-04	3,911E-04	4,251E-04	1035,0
4-4	0,44	3,958E-04	2,327E-04	4,704E-04	3,663E-04	1201,2
4-5	0,44	2,422E-04	3,380E-04	2,915E-04	2,905E-04	1514,4
5-1	0,44	4,129E-04	4,396E-04	4,590E-04	4,372E-04	1006,5
5-2	0,44	4,560E-04	4,795E-04	5,088E-04	4,815E-04	913,9
5-3	0,44	4,186E-04	3,303E-04	3,089E-04	3,526E-04	1247,9
5-4	0,44	4,897E-04	4,696E-04	4,702E-04	4,765E-04	923,4
5-5	0,44	3,574E-04	4,182E-04	5,667E-04	4,474E-04	983,5

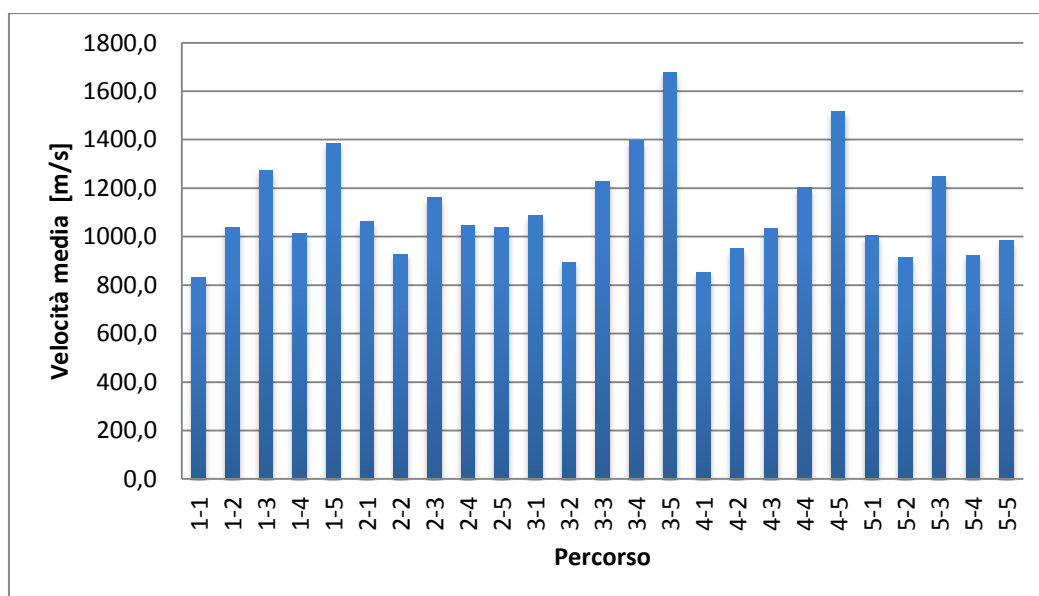


Grafico 4.1: Istogramma delle velocità soniche medie per ogni percorso effettuato dall'onda nella muratura

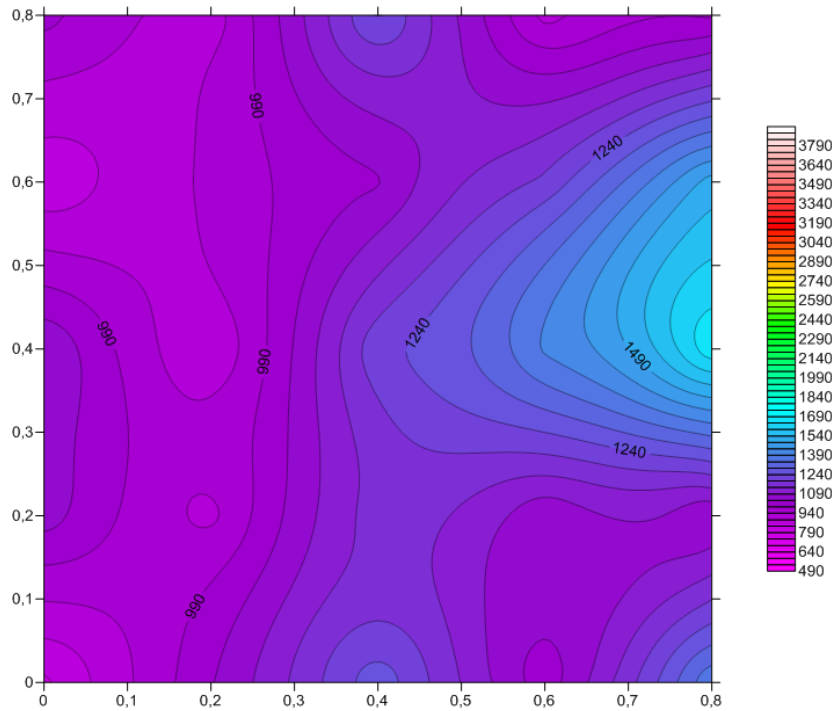


Figura 4.13: Mappatura a colori delle velocità sonore realizzate dalla prova S1. Le distanze tra i punti della griglia sono indicate in ascissa e ordinata

Prova S2

Descrizione. Il test è stato condotto su una parete perimetrale del corpo B₁ su una griglia di 18 punti disposti in 3 righe e 6 colonne e distanziati tra loro 20 cm. La parete di 58 cm di spessore risulta intonacata su entrambi i lati, il sensore di accelerazione è stato posto sul lato interno e il martello strumentato su quello esterno.

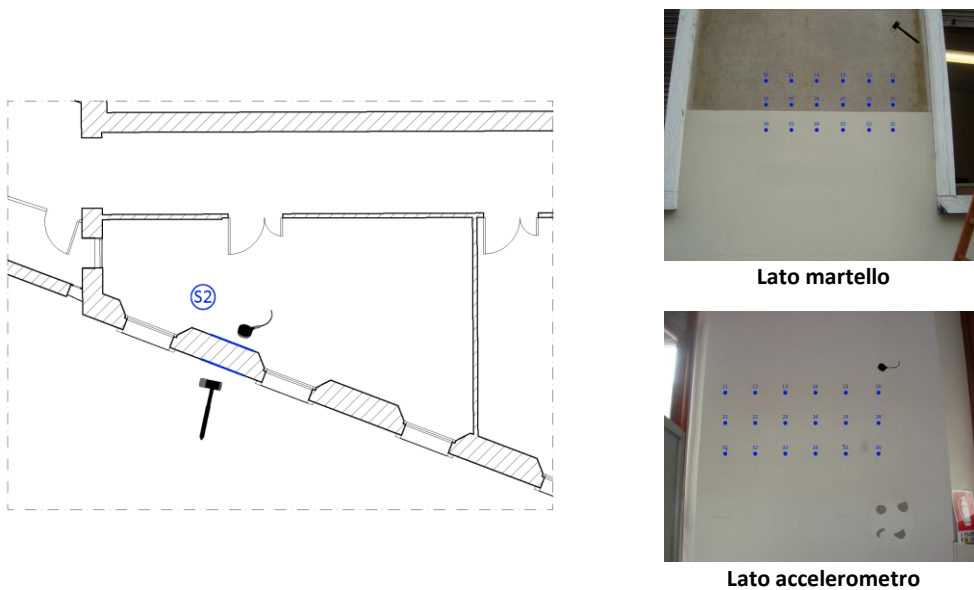


Figura 4.14: Localizzazione della prova sonora S2

Risultati. Dall'elaborazione dei dati, per l'area considerata, la velocità media è risultata essere di 2438 m/s, velocità abbastanza elevata per una muratura di mattoni pieni e che quindi andrebbe indagata più approfonditamente per ricercarne la causa; forse dovuta ad un intervento di consolidamento di cui non si hanno notizie.

Prova sonica S2						
Percorso	Spessore muratura [m]	Tempo di volo [sec]			Tm [sec]	Vm [m/s]
		Ta	Tb	Tc		
1-2	0,58	3,407E-04	2,902E-04	2,405E-04	2,904E-04	1997,0
1-3	0,58	2,313E-04	1,825E-04	2,399E-04	2,179E-04	2662,0
1-4	0,58	1,996E-04	2,288E-04	1,916E-05	1,492E-04	3888,0
1-5	0,58	4,226E-04	3,095E-04	3,485E-04	3,602E-04	1610,1
1-6	0,58	4,598E-04	2,774E-04	5,407E-04	4,260E-04	1361,6
2-1	0,58	1,702E-04	1,862E-04	3,992E-04	2,519E-04	2302,8
2-2	0,58	2,927E-04	3,577E-04	3,039E-05	2,270E-04	2555,6
2-3	0,58	1,707E-04	3,203E-04	2,798E-04	2,569E-04	2257,5
2-4	0,58	2,695E-04	2,818E-04	2,706E-04	2,740E-04	2117,0
2-5	0,58	2,386E-04	2,298E-04	1,282E-04	1,989E-04	2916,4
2-6	0,58	1,904E-04	1,998E-04	2,293E-04	2,065E-04	2808,6
3-1	0,58	4,951E-05	2,400E-04	2,210E-04	1,701E-04	3408,9
3-2	0,58	1,597E-04	2,207E-04	1,691E-04	1,831E-04	3166,9
3-3	0,58	2,887E-04	2,900E-04	2,207E-04	2,665E-04	2176,6
3-4	0,58	1,505E-04	2,609E-04	2,497E-04	2,203E-04	2632,4
3-5	0,58	5,105E-04	4,501E-04	4,503E-04	4,703E-04	1233,2
3-6	0,58	2,287E-04	2,693E-04	2,413E-04	2,464E-04	2353,7

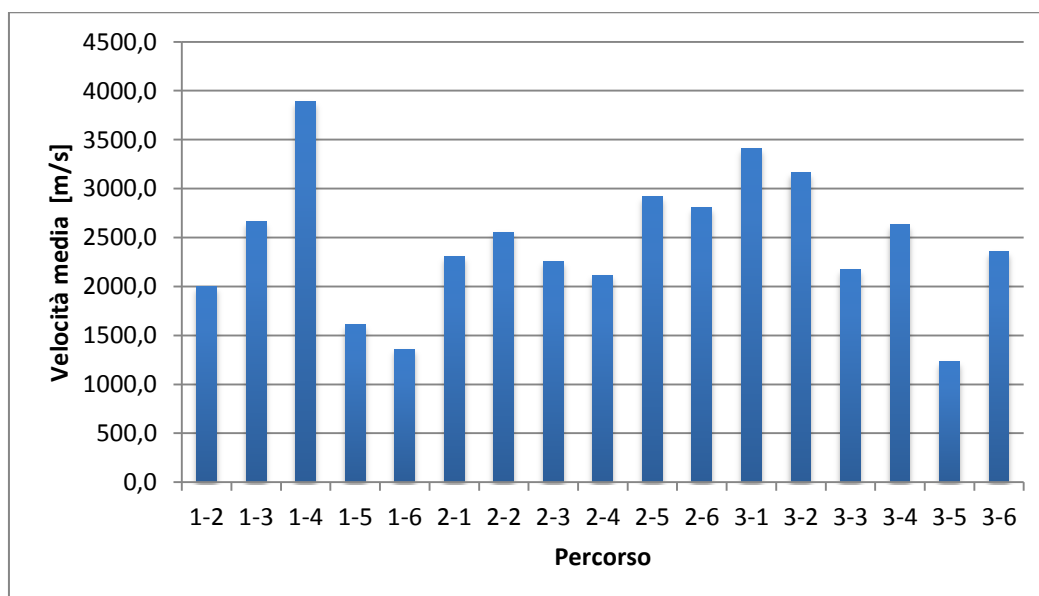


Grafico 4.2: Istogramma delle velocità soniche medie per ogni percorso effettuato dall'onda nella muratura

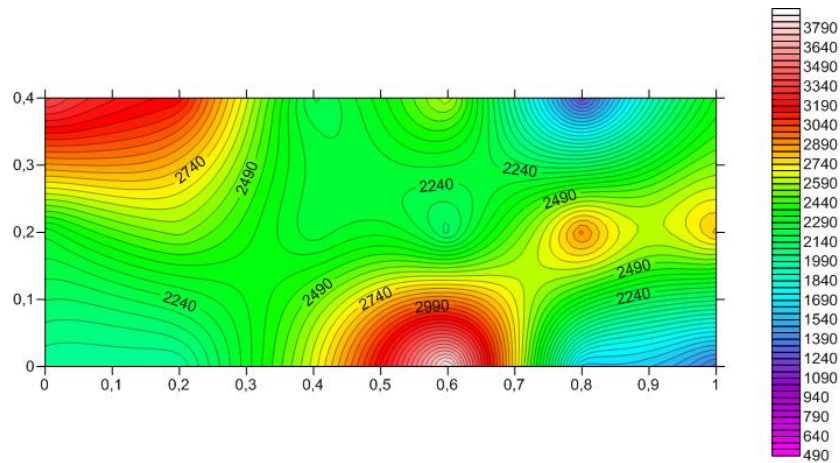


Figura 4.15: Mappatura a colori delle velocità sonore realizzate dalla prova S2. Le distanze tra i punti della griglia sono indicate in ascissa e ordinata

Prova S3

Descrizione. Il test è stato condotto su una parete perimetrale del corpo D su una griglia di 25 punti disposti in 5 righe e 5 colonne e distanziati tra loro 20 cm. La parete di 41 cm di spessore risulta intonacata su entrambi i lati, il sensore di accelerazione è stato posto sul lato interno e il martello strumentato su quello esterno.

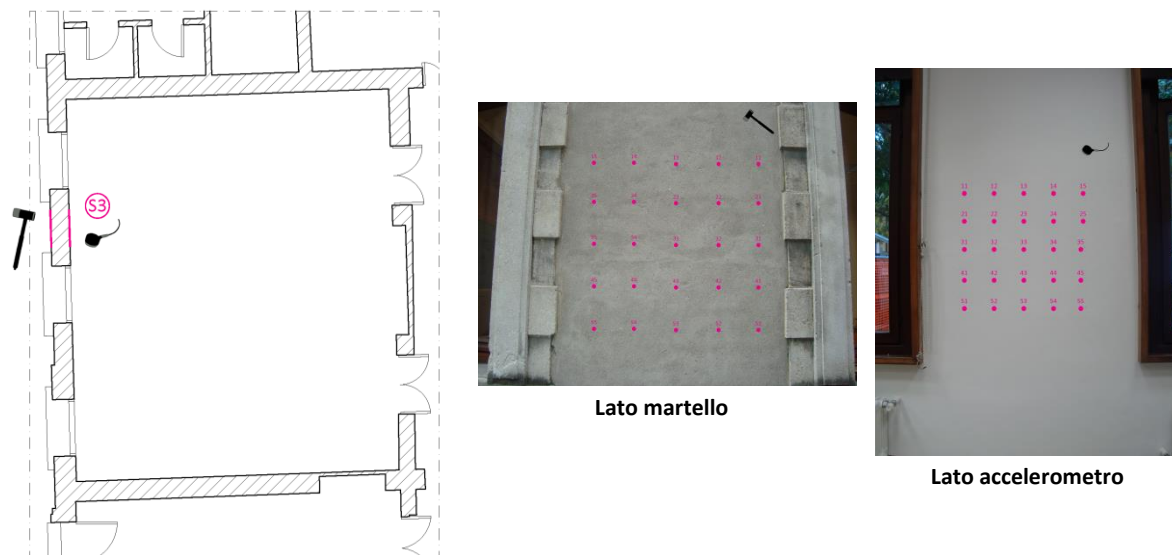


Figura 4.16: Localizzazione della prova sonica S3

Risultati. Dall'elaborazione dei dati, per l'area considerata, la velocità media è risultata essere di 1663 m/s.

Prova sonica S3						
Percorso	Spessore muratura [m]	Tempo di volo [sec]			Tm [sec]	Vm [m/s]
		Ta	Tb	Tc		
1-1	0,41	3,332E-04	2,488E-04	2,194E-04	2,671E-04	1534,9
1-2	0,41	2,534E-04	1,099E-04	2,070E-04	1,901E-04	2156,9
1-3	0,41	2,264E-04	1,712E-04	1,700E-04	1,892E-04	2167,0
1-4	0,41	1,771E-04	1,981E-04	1,293E-04	1,681E-04	2438,4
1-5	0,41	3,008E-04	3,038E-04	3,541E-04	3,196E-04	1283,0
2-1	0,41	1,405E-04	2,516E-04	3,110E-04	2,344E-04	1749,3
2-2	0,41	4,489E-04	3,962E-04	3,973E-04	4,142E-04	989,9
2-3	0,41	1,266E-04	1,877E-04	7,292E-05	1,291E-04	3177,0
2-4	0,41	4,264E-04	3,216E-04	3,750E-04	3,743E-04	1095,3
2-5	0,41	3,840E-04	3,840E-04	1,954E-04	3,211E-04	1276,7
3-1	0,41	3,159E-04	3,344E-04	3,373E-04	3,292E-04	1245,5
3-2	0,41	1,857E-04	2,003E-04	2,784E-04	2,215E-04	1851,2
3-3	0,41	4,229E-04	2,149E-04	1,895E-04	2,758E-04	1486,8
3-4	0,41	1,717E-04	6,595E-05	2,086E-04	1,488E-04	2756,3
3-5	0,41	3,715E-04	2,587E-04	1,045E-04	2,449E-04	1674,3
4-1	0,41	2,766E-04	4,312E-04	3,111E-04	3,396E-04	1207,2
4-2	0,41	1,896E-04	1,812E-04	1,839E-04	1,849E-04	2217,5
4-3	0,41	2,982E-04	3,552E-04	4,222E-04	3,585E-04	1143,6
4-4	0,41	3,856E-04	4,646E-04	2,907E-04	3,803E-04	1078,1
4-5	0,41	5,715E-04	4,693E-04	5,673E-04	5,360E-04	764,9
5-1	0,41	2,808E-04	2,638E-04	2,186E-04	2,544E-04	1611,6
5-2	0,41	1,723E-04	1,839E-04	2,232E-04	1,931E-04	2122,9
5-3	0,41	1,970E-04	2,333E-04	2,730E-04	2,344E-04	1748,9
5-4	0,41	2,477E-04	2,127E-04	1,845E-04	2,150E-04	1907,4
5-5	0,41	5,148E-04	4,061E-04	4,721E-04	4,643E-04	883,0

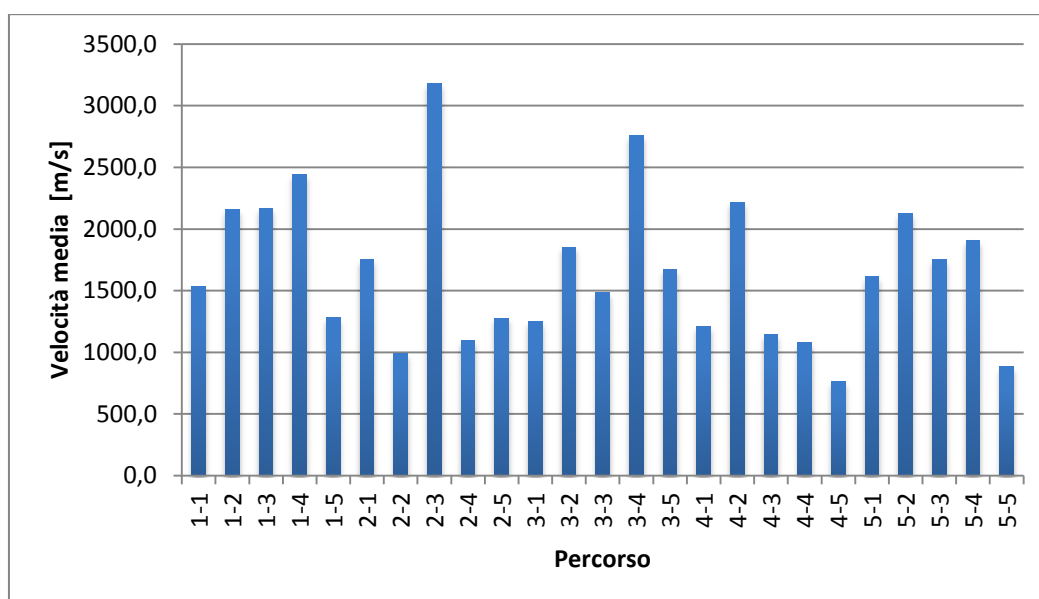


Grafico 4.3: Istogramma delle velocità soniche medie per ogni percorso effettuato dall'onda nella muratura

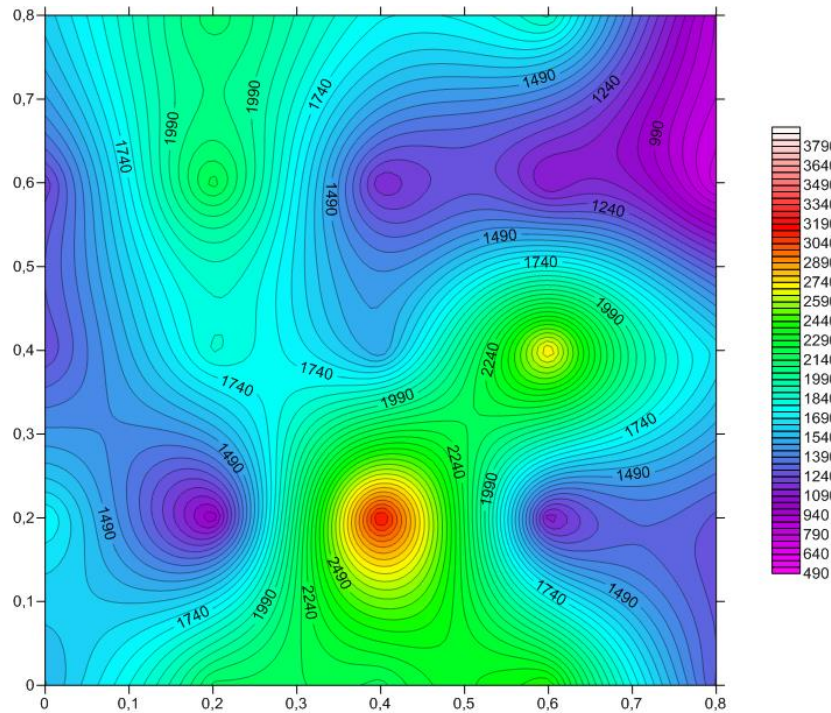


Figura 4.17: Mappatura a colori delle velocità soniche realizzate dalla prova S3. Le distanze tra i punti della griglia sono indicate in ascissa e ordinata

Prova S4

Descrizione. Il test è stato condotto su una parete interna nell'interrato del corpo D su una griglia di 9 punti disposti in 3 righe e 3 colonne e distanziati tra loro 20 cm. La parete in pietra listata di 180 cm di spessore risulta intonacata su entrambi i lati. Da ambo le parti l'intonaco risulta in pessimo stato di conservazione si è dunque optato per una rimozione grossolana delle parti più degradate.

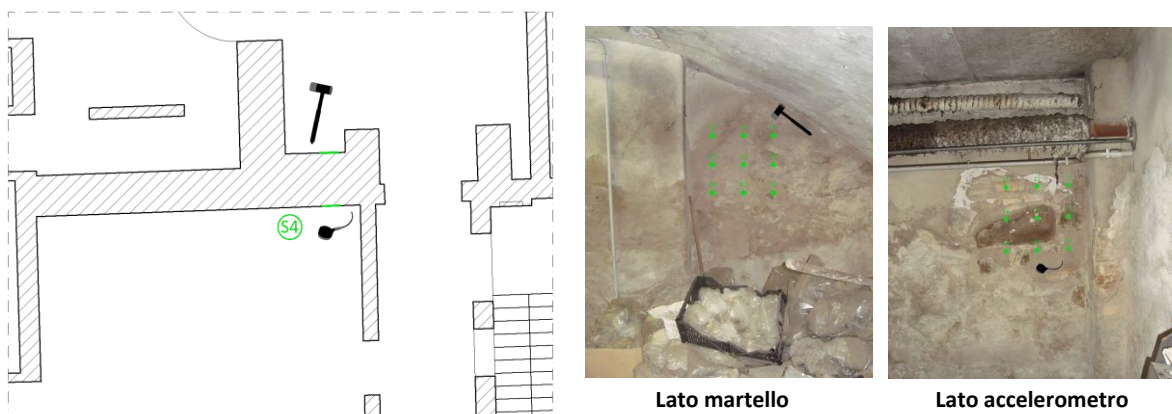


Figura 4.18: Localizzazione della prova sonica S4

Risultati. Dall'elaborazione dei dati, per l'area considerata, la velocità media è risultata essere di 620 m/s.

Prova sonica S4						
Percorso	Spessore muratura [m]	Tempo di volo [sec]			Tm [sec]	Vm [m/s]
		Ta	Tb	Tc		
1-1	1,80	2,308E-03	2,016E-03	2,970E-03	2,431E-03	740,4
1-2	1,80	2,711E-03	2,442E-03	2,770E-03	2,641E-03	681,6
1-3	1,80	2,803E-03	2,603E-03	2,642E-03	2,683E-03	670,9
2-1	1,80	3,310E-03	2,629E-03	3,595E-03	3,178E-03	566,4
2-2	1,80	2,345E-03	2,441E-03	2,675E-03	2,487E-03	723,7
2-3	1,80	2,781E-03	2,846E-03	2,568E-03	2,731E-03	659,0
3-1	1,80	3,056E-03	3,902E-03	3,806E-03	3,588E-03	501,7
3-2	1,80	3,493E-03	3,052E-03	3,462E-03	3,336E-03	539,6
3-3	1,80	3,391E-03	4,095E-03	3,457E-03	3,648E-03	493,5

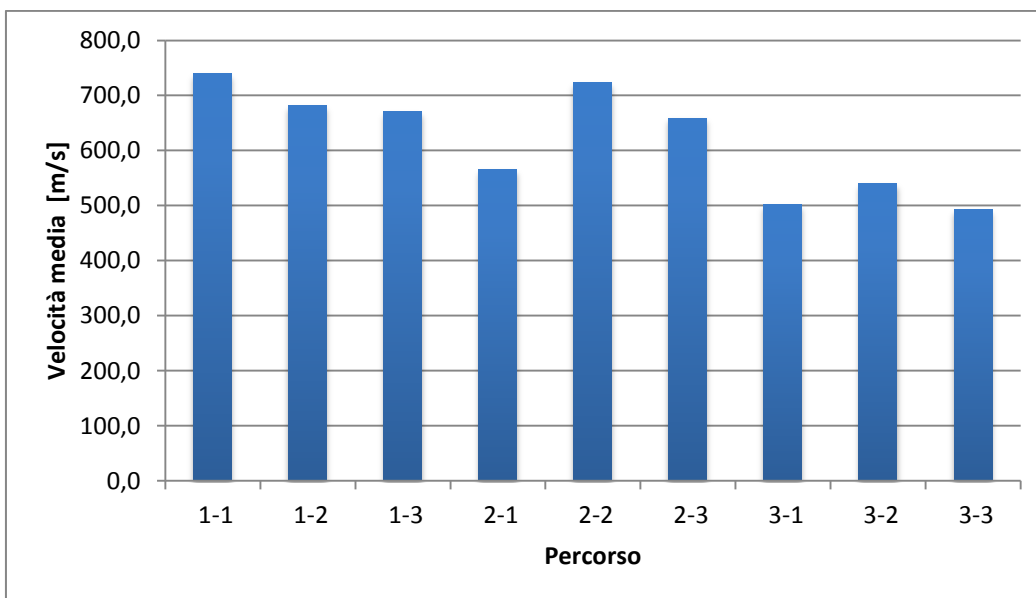


Grafico 4.4: Istogramma delle velocità soniche medie per ogni percorso effettuato dall'onda nella muratura

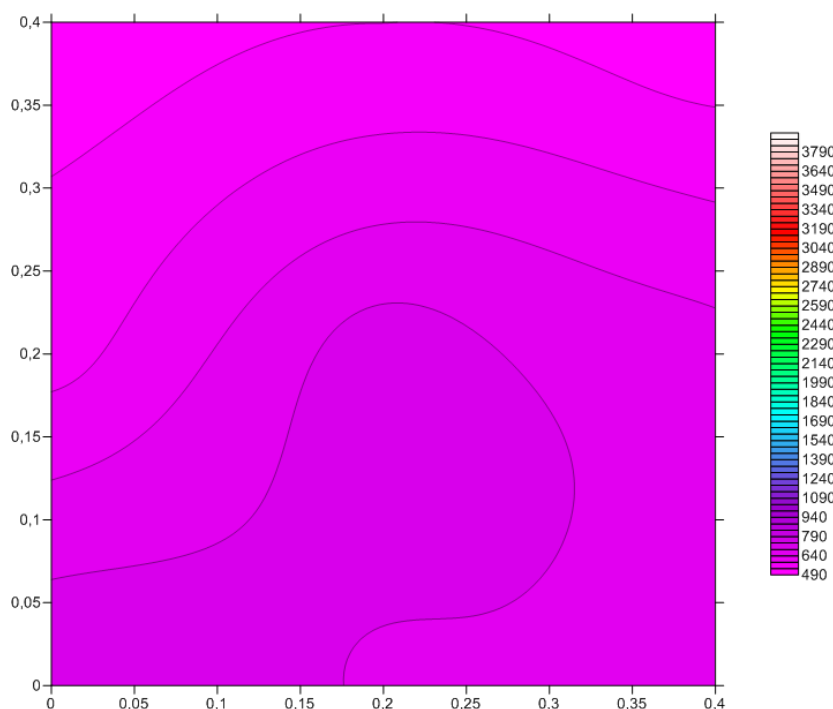


Figura 4.19: Mappatura a colori delle velocità soniche realizzate dalla prova S4. Le distanze tra i punti della griglia sono indicate in ascissa e ordinata

4.3 Prove sclerometriche

Descrizione. Le prove sclerometriche sono eseguibili con semplicità e rapidità, tuttavia l'irraggiungibilità di alcuni elementi strutturali ha limitato il numero di indagini eseguite. In particolare per le indagini sulle travi ha influito l'altezza dei solai: l'unica prova su una trave è stata eseguita sul corpo D grazie alla presenza di un soppalco che ha permesso di raggiungere tale posizione, per quanto riguarda i pilastri si è scelto di eseguire il test su un pilastro ad ogni piano del corpo B₂ (escluso l'interrato). Le posizioni delle prove sono visibili nelle tavole allegate (Tavola 9.07).

La prova è stata eseguita in accordo con quanto stabilito dalla norma UNI EN 12504-2:2012⁶. La norma prescrive che il test sia effettuato su campioni di almeno 100 mm di spessore e fissati alla struttura, in punti privi di difetti visibili quali eccessiva alveolatura, nidi di ghiaia o al di sopra di inerti superficiali; per lo stesso campione/elemento in esame inoltre dovrebbero essere eseguite almeno nove prove in posizioni diverse e distanti l'una dall'altra almeno 25 mm. Nelle prove eseguite in sito per ogni elemento esaminato sono stati eseguiti sedici rimbalzi.

⁶ Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 2: Prove non distruttive - Determinazione dell'indice sclerometrico.

Risultati. Sono stati ottenuti i seguenti valori:

test n.	1	2	3	4
Inclinazione sclerometro	0°	0°	90°	0°
1° rimbalzo	29	33	32	44
2° rimbalzo	41	36	43	47
3° rimbalzo	31	51	44	42
4° rimbalzo	31	38	46	50
5° rimbalzo	30	40	37	45
6° rimbalzo	40	36	38	38
7° rimbalzo	31	39	32	36
8° rimbalzo	29	44	45	47
9° rimbalzo	31	51	43	39
10° rimbalzo	32	35	40	34
11° rimbalzo	30	47	35	40
12° rimbalzo	31	40	40	34
13° rimbalzo	29	46	40	44
14° rimbalzo	32	39	42	41
15° rimbalzo	31	43	44	44
16° rimbalzo	38	35	45	48
min	29	33	32	34
max	41	51	46	50
media	32	41	41	42
R_{ck} corrisp.	27 N/mm²	44 N/mm²	34 N/mm²	47 N/mm²

Dai risultati dei sedici rimbalzi è stato elaborato il valore medio (escludendo dal conto i valori massimo e minimo registrati), e da tale valore si è ricavata l'R_{ck} corrispondente sulla base del grafico di riferimento fornito dal produttore dello sclerometro (Grafico 4.5); in ascissa sono indicati i valori ottenuti dallo sclerometro mentre in ordinata il corrispondente valore dell'R_{ck} espresso in kg/cm², vengono fornite inoltre varie curve in funzione dell'angolo in cui era posto lo strumento, al momento della prova, rispetto al piano orizzontale.

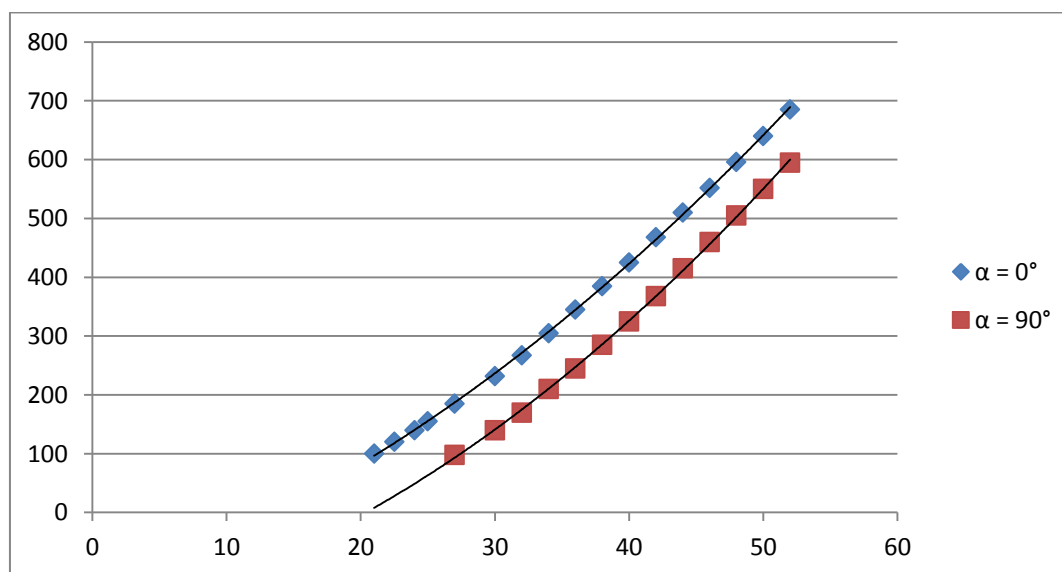


Grafico 4.5: Grafico di riferimento per la prova sclerometrica

4.4 Prove magnetometriche

Descrizione. Le prove sono state condotte su alcuni degli elementi in calcestruzzo presenti nel complesso; sono stati analizzati travi e pilastri del corpo B₂ a vari livelli, in particolare nell'interrato è stato possibile analizzare sia i pilastri che le travi, raggiungibili grazie alla ridotta altezza dei locali, mentre negli altri livelli si sono potuti analizzare solo i pilastri. Come per le prove sclerometriche è stata analizzata anche una trave del corpo D grazie alla presenza di un soppalco. Per la localizzazione in pianta delle prove si rimanda alle tavole allegate (Tavola 9.07).

Risultati. I rilievi sul corpo B₂ sono stati fatti per avere conferma delle informazioni già note attraverso le tavole progettuali rinvenute. I dati ottenuti hanno confermato quelli già in possesso per quanto riguarda le barre longitudinali sia dei pilastri che delle travi; l'unico dato contrastante è stato riscontrato nella misura del diametro delle staffe nelle travi dell'interrato in quanto si è ottenuto un valore stimato di circa 40 mm, tale risultato andrebbe verificato tramite uno scasso localizzato sulle travi. Per quanto riguarda i dati ottenuti per il corpo D, questi sono serviti per avere un'indicazione di massima riguardo il diametro dei ferri usati nelle travi esaminate poiché non erano presenti informazioni progettuali a riguardo. Per il dettaglio dei rilievi eseguiti si rimanda alle tavole in allegato (Tavola 9.08).

4.5 Monitoraggio

Viene di seguito riportata la descrizione della campagna di indagini eseguita su tre pannelli, contenenti formazioni fossili e fissati alla parete del piano terra del museo (corpo C) rivolta verso Corso Garibaldi, nei giorni 25 e 26 luglio 2007⁷. L'obiettivo era di valutare il livello di vibrazione indotto dal traffico veicolare, specialmente da tram e autobus, sulla struttura e sulle stesse formazioni fossili, a causa della presenza, nei pannelli, di estese ed evidenti lesioni ad andamento orizzontale.

La prova è stata condotta registrando, attraverso sensori di accelerazione, i segnali di vibrazione in numerose posizioni, sia sui pannelli sia sulla muratura, in occasione di eventi significativi quali il passaggio di autobus e tram. I risultati hanno mostrato che le maggiori sollecitazioni si hanno al passaggio, per altro frequente (fermata/ripartenza), degli autobus, mentre, al contrario, si hanno effetti più modesti, con vibrazioni di minor ampiezza, al transito dei tram. L'analisi ha evidenziato che il livello di vibrazioni è prossimo ai valori di soglia definiti dalla normativa (norme UNI 9916-

⁷C. Modena, F. Casarin, M. Munari, *Valutazione delle vibrazioni indotte dal traffico sulle formazioni fossili esposte all'interno del museo di Geologia e Paleontologia di Padova*, Relazione del 19/09/2007

2004⁸) per alcuni pannelli mentre per la muratura si attestano su valori più contenuti e inferiori alle sopra citata soglia.



Figura 4.20: Vista frontale della teca con le formazioni fossili durante la prova eseguita nel 2007

(Tratta da: C. Modena, F. Casarin, M. Munari, *Valutazione delle vibrazioni indotte dal traffico sulle formazioni fossili esposte all'interno del museo di Geologia e Paleontologia di Padova*)

4.6 Osservazioni finali

Le prove eseguite hanno consentito di indagare e verificare più approfonditamente, rispetto al rilievo visivo e progettuale, la tipologia e le caratteristiche degli elementi orizzontali e verticali; tuttavia, sarebbe opportuno integrarle con altre (quali indagini distruttive), come già esplicitato nel paragrafo 4.1 relativo alla pianificazione del piano d'indagine, al fine di dipanare alcuni dubbi rimasti ancora irrisolti.

Le indagini soniche sono state eseguite, una per ogni corpo del complesso (ad eccezione del corpo C, il quale comunque, essendo coevo del corpo B₁, si presuppone ne abbia le stesse caratteristiche): le prime tre appartengono a murature portanti collocate sul perimetro esterno, l'ultima a una muratura in pietra, di larghezza rilevante, sita nell'interrato. I risultati ottenuti sono stati eterogenei, dal momento che le velocità riscontrate sono molto varie: per le pareti in muratura la velocità maggiore rilevata è stata di 2438,14 m/s relativa al corpo B₁ (verso Via G. Matteotti), quella minore di 1107,89 m/s relativa al corpo A. Per la parete in pietra l'unico valore è stato pari a 619,64 m/s relativamente all'interrato del corpo D. Per quanto riguarda la prima prova, così come è stato già esplicitato, il valore supera la velocità che normalmente è possibile misurare nelle murature in mattoni pieni; per tal ragione, sarebbe opportuno svolgere ulteriori verifiche, eventualmente accompagnate da scassi, al fine di comprendere la ragione di tal valore. La velocità rilevata nella prova S4, al contrario, essendo stata l'unica rilevata, non permette di

⁸ UNI 9916:2004: Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici.

operare confronti; il valore relativamente basso probabilmente può essere imputato al stato di degrado dell'intonaco superficiale.

Attraverso le indagini sclerometriche è stato possibile ricavare informazioni sul tipo di calcestruzzo presente in travi e pilastri del corpo B₂, l'unico di tutto il complesso realizzato con un telaio in c.a.. Sebbene il numero di prove eseguite sia stato limitato, i dati comunque confermano le indicazioni progettuali; i valori ottenuti di R_{ck} variano tra 27 e 47 N/mm².

Infine, le indagini magnetometriche, svolte grazie all'ausilio di pacometri, hanno permesso di risolvere dubbi relativamente a scelte progettuali e colmare vuoti dovute a mancate informazioni. In particolare hanno consentito di valutare la presenza e il tipo di armatura presente in alcune travi e pilastri, scelti anche in base all'effettiva possibilità di compiere la prova. Da sottolineare, ulteriormente, che anche in tal caso sarebbe necessario svolgere ulteriori accertamenti su un numero maggiore di elementi strutturali, accompagnati da eventuali scassi, a causa del rilevamento di alcune informazioni non corrispondenti a ciò che i disegni progettuali indicano.

Capitolo 5:

Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

5.1. Rilievo strutturale.....	231
<i>Particolari costruttivi</i>	237
<i>Valutazione della qualità muraria</i>	240
5.2. Rilievo critico.....	241
<i>Vulnerabilità</i>	242
<i>Stato dei danni, dei dissesti e dei degradi</i>	245
5.3. Valutazione dell’impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali..	249

La conoscenza della struttura dei diversi corpi componenti il complesso è un aspetto rilevante ai fini dello studio della vulnerabilità sismica e del comportamento del fabbricato di fronte a tale evento. Per queste motivazioni si procede a descrivere la struttura del complesso, sottolineandone i materiali, le tecniche costruttive e le fasi costruttive che l'hanno caratterizzata. Aspetti questi che sono stati ricavati dal rilievo visivo e fotografico, dalle prove effettuate e dalla documentazione storica pervenuta, sia bibliografica che archivistica.

5.1 Rilievo strutturale

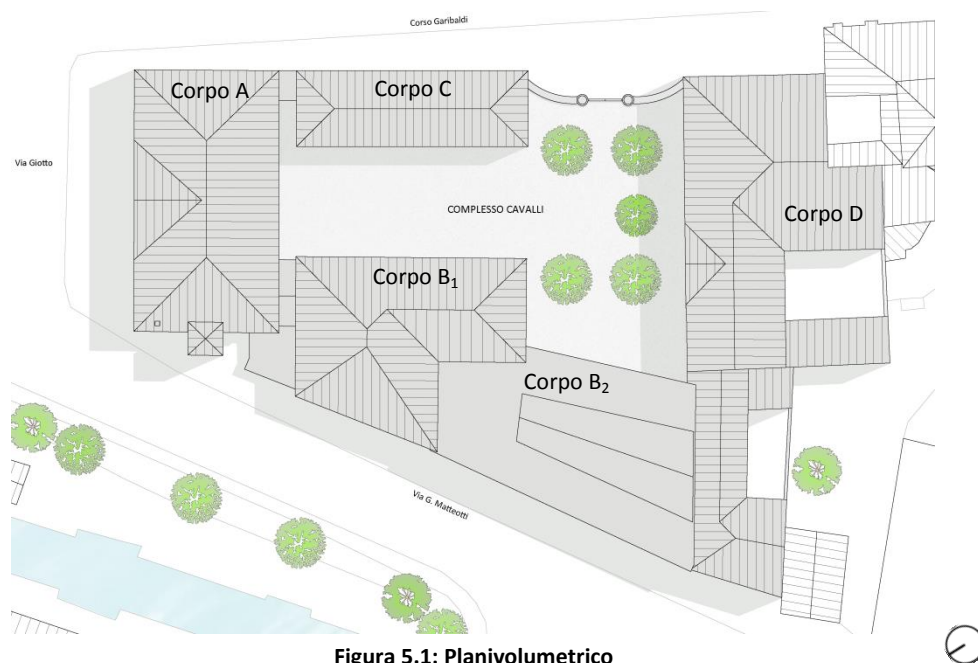


Figura 5.1: Planivolumetrico

Corpo A

Il corpo A è costituito dal palazzo Cavalli, costruito alla fine del Quattrocento dai Foscari. Negli anni ha subito vari passaggi di proprietà e, conseguentemente, vari interventi per adattarlo di volta in volta alle esigenze dei nuovi proprietari senza tuttavia risultrne eccessivamente manomesso dal punto di vista strutturale.



Figura 5.2: Esempio di solaio ligneo



Figura 5.3: Particolare della copertura

La struttura, che presenta tre piani fuori terra e un piano interrato, il quale interessa solo parte dell'edificio, è di muratura piena in laterizio; ciò è riscontrabile nelle foto storiche dove è possibile vederla in punti all'esterno privati dell'intonaco. I solai dei piani intermedi sono lignei, decorati all'intradosso, realizzati con travetti di sezione approssimativamente di 18x20 cm posti con un interasse di circa 40 cm (Figura 5.2). La copertura è anch'essa lignea realizzata presumibilmente con capriate mentre il piano di falda è costituito da tavelle su arcarecci (Figura 5.3). All'ultimo piano il controsoffitto di varie stanze è costituito da volte a botte o da volte a schifo realizzate probabilmente con la tecnica della "camera a canne"¹ (Figura 5.4).



Figura 5.4: Particolare di controsoffitto in camera a canne

¹ Con camera a canne o camorcanna si indica una tecnica costruttiva storica usata per la realizzazione di controsoffitti, in cui i tradizionali solai in legno venivano coperti all'intradosso da una struttura leggera, anch'essa in legno, sulla quale veniva disposto un letto di canne appiattite e intrecciate e ricoperte a loro volta di uno strato di intonaco. Questa tecnica consente di dare uniformità alla superficie inferiore dei solai a struttura lignea e ha permesso, per secoli, di realizzare anche superfici più complesse (volte a botte, volte a vela), per mezzo di opportune centine.

Corpi B₁ e C

Questi due corpi, come specificato più approfonditamente nel capitolo 1.2, vennero realizzati dall'ingegnere Pio Chicchi nel 1894 nell'ambito della risistemazione del complesso per adattarlo alla nuova funzione di Scuola di Applicazione per gli Ingegneri; in particolare il corpo B₁ andò a sostituire un precedente fabbricato adibito a magazzini. Dalla demolizione di tale edificio venne recuperata parte dei materiali impiegati nel nuovo: i mattoni in buono stato di conservazione furono usati per le fondamenta e le pareti dei locali interrati; anche per i solai, realizzati con voltine poggianti su travi in acciaio a doppio T, si poterono usare i materiali di recupero². Nel 1930, in seguito al trasferimento nel complesso degli Istituti di Mineralogia e Geologia, gli edifici subirono alcuni interventi per adeguare la struttura alle nuove necessità, l'intervento principale fu la sostituzione di parte dei precedenti solai al primo piano con solai in laterocemento. Con l'intervento del 1963 si apportarono importanti modifiche alla struttura di entrambi gli edifici: le murature portanti in laterizio vennero mantenute ma entrambi i corpi di fabbrica vennero rialzati di un piano passando da due a tre livelli fuori terra, per tale aggiunta si preferì utilizzare una muratura in bimattoni semipieni³. Le fondazioni vennero rinforzate aggiungendo una trave in c.a. al di sotto delle vecchie fondazioni in laterizio. I rimanenti solai che non erano stati cambiati negli anni Trenta vennero sostituiti da solai in laterocemento di varie tipologie. Anche la nuova copertura, a differenza della precedente in legno, venne realizzata in laterocemento⁴. Un cenno particolare merita il soffitto della stanza che dà sul cortile interno all'ultimo piano del corpo B₁, dal progetto si può vedere che per affrontare il problema di coprire la notevole luce di tale stanza si elaborarono due soluzioni distinte: la prima prevedeva la realizzazione di una serie di travi trasversali che andavano a creare cinque campate di solaio ordito longitudinalmente (Figura 5.5).

² P. Chicchi, *Il Palazzo ex-Contarini (già r. Dogana) e la R. Scuola di applicazione degli ingegneri: promemoria e progetto di restauro*, Padova, Stab. Tip. Ditta L. Penada, 1892

³ G. Brunetta, *Gli interventi dell'Università di Padova*, p. 141

⁴ G. Brunetta, *Relazione a corredo del progetto di sistemazione degli Istituti di Mineralogia e Geologia*, Padova, 1963

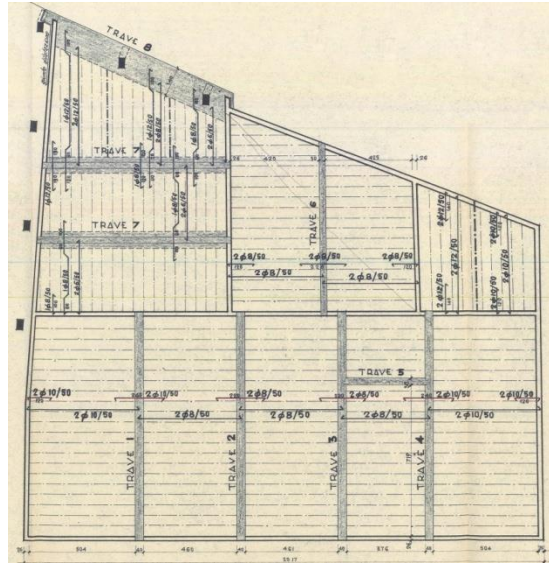


Figura 5.5: Soluzione con travi trasversali (Tratta da: AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-1.2)

La seconda, invece, prevedeva la realizzazione di un'unica trave longitudinale appesa alla copertura dell'edificio tramite tiranti per limitarne la sezione, creando così due campate di solaio ordito trasversalmente (Figura 5.6 e Figura 5.7). Le tracce rinvenute durante il rilievo fanno ritenere che sia stata adottata quest'ultima soluzione.

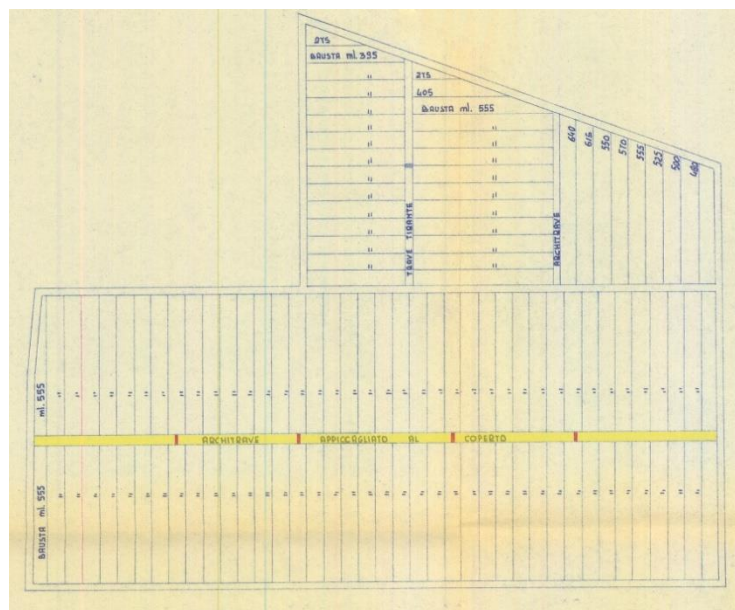


Figura 5.6: Soluzione con trave longitudinale appesa alla copertura (Tratta da: AGUPd, Ufficio Tecnico, 1.228-2.1)

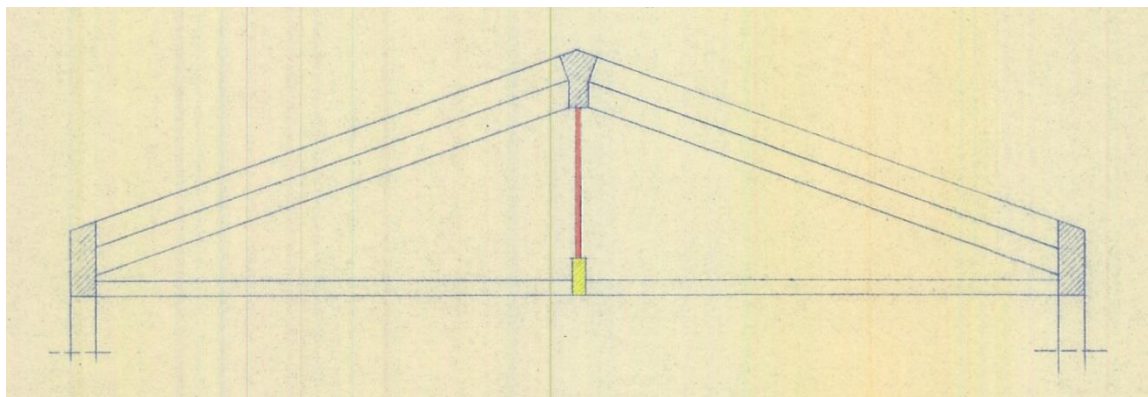


Figura 5.7: Sezione della trave appesa alla copertura (Tratta da: AGUPd , Ufficio Tecnico, 1.228-2.1)

Corpo B₂

Questa parte venne realizzata ex novo nel 1963 in sostituzione di un precedente corpo di fabbrica risalente all'Ottocento. La struttura, composta da tre livelli fuori terra e uno interrato, è costituita da un telaio in c.a. chiaramente leggibile anche in facciata (Figura 5.9).



Figura 5.8: Particolare della facciata del corpo B₂

I pilastri, che hanno sezione 30x50 cm al piano terra, poggiano su un sistema di fondazione costituito da plinti e travi di collegamento. I solai e la copertura sono tutti realizzati in laterocemento. Parte del secondo piano è costituita da una serie di portali in c.a. che permettono di ottenere una maggiore altezza nella parte centrale, consentendo l'apertura di ampie vetrate che illuminano la stanza (Figura 5.9).



Figura 5.9: Vista della sala all'ultimo piano del corpo B₂

Corpo D

Questo fabbricato venne realizzato a inizio Novecento dall'ingegnere Tomasatti, il quale unì parti di costruzioni già esistenti, come la allora casa del custode, e parti di nuova costruzione. La struttura è di muratura piena in laterizio visibile in più zone prive di intonaco all'esterno. I solai vennero realizzati con la allora innovativa tecnica della soletta piena in calcestruzzo armato come deducibile da dettagli costruttivi quali le travi in c.a. con ispessimenti agli appoggi tipici del metodo Hennebique (Figura 5.10). La copertura è stata portata a vista, internamente, dai recenti lavori di ristrutturazione su quest'edificio ed è composta da capriate lignee su cui poggiano arcarecci e tavelle (Figura 5.11). Sono stati inoltre rinvenuti progetti risalenti agli anni Trenta riguardanti l'aggiunta di alcune stanze all'edificio.



Figura 5.10: Vista del presunto solaio Hennebique



Figura 5.11: Capriate in copertura del corpo D

Nelle tavole allegare (Tavole 6.01 – 6.28), viene riportato graficamente lo studio dettagliato di tutte le strutture verticali (muratura, telaio in calcestruzzo armato) e orizzontali (tipologia di solai, volte, copertura) che caratterizzano l'intero complesso come descritto precedentemente, sottolineando quelle di conoscenza certa, ottenute tramite rilievo visivo o dai progetti storici in possesso, e quelle di dubbia certezza.

Particolari costruttivi

La ricerca storica preliminarmente condotta ha permesso di ricavare informazioni rilevanti riguardanti alcune parti della struttura, in particolar modo, notizie precise relative al tipo di materiali e alla tecnica costruttiva sono state rinvenute grazie ai disegni originali redatti per il progetto di ampliamento del 1963-1965. Progetti questi risultati utili per una maggior comprensione della struttura e per la successiva modellazione. Da sottolineare il fatto che essi hanno contribuito a far conoscere solamente una piccola parte della struttura dell'intero complesso. Di seguito si riportano alcuni dettagli riguardanti il corpo B, quali il particolare della trave (tipologia e armatura) così come da progetto e del colmo di copertura, nonché il tipo di solaio usato e il tipo di fondazione presente.

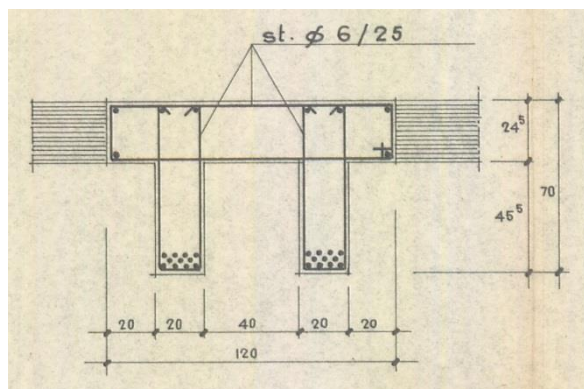


Figura 5.12: Dettaglio trave

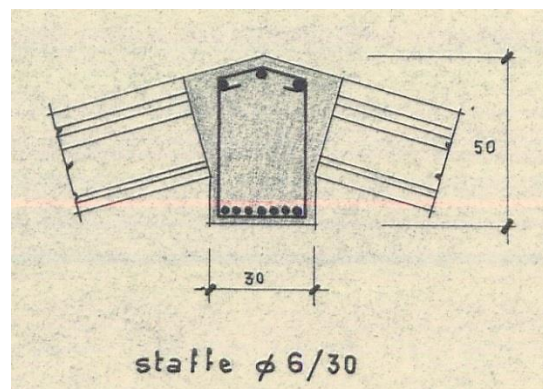


Figura 5.13: Dettaglio trave di colmo, copertura del corpo B₁

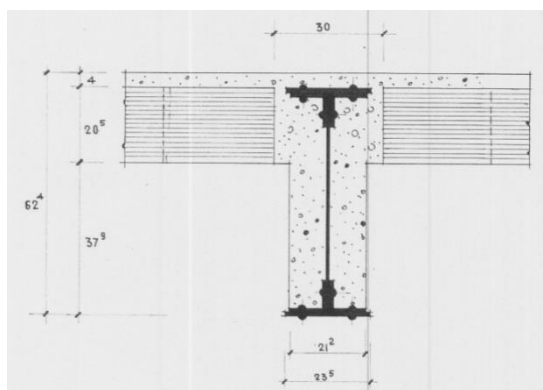


Figura 5.14: Dettaglio trave composta acciaio-calcestruzzo

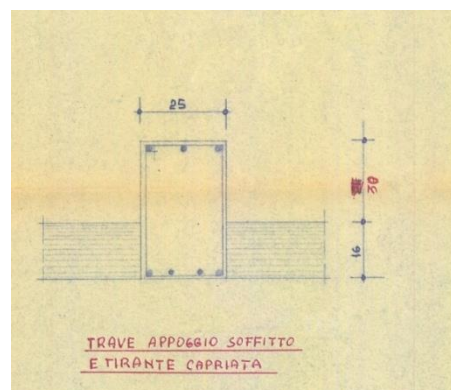


Figura 5.15: Dettaglio trave appesa alla copertura

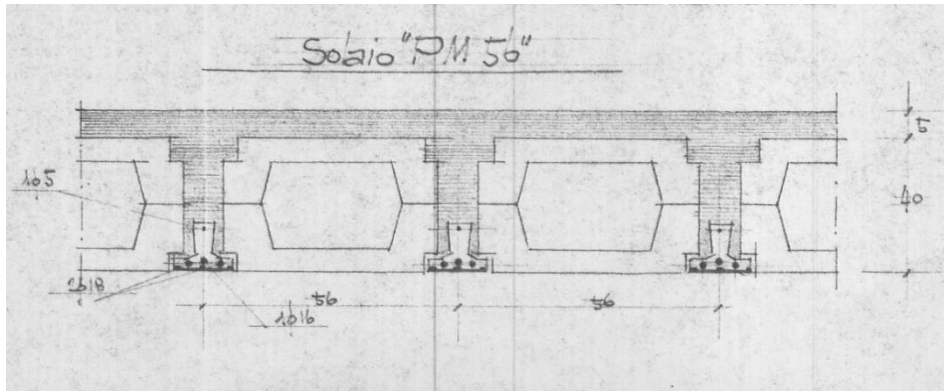


Figura 5.16: Dettaglio solaio tipo corpo B₂

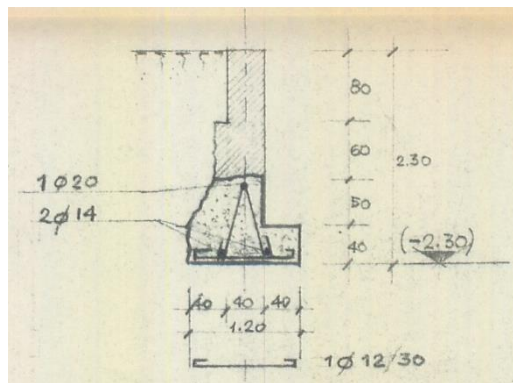


Figura 5.17: Dettaglio rinforzo fondazioni esistenti del corpo B₂

(Immagini tratte da: AGUPd, Ufficio Tecnico)

Un successivo ampliamento della ricerca ad altri archivi ha permesso di rinvenire ulteriori tavole contenenti particolari costruttivi riferibili al progetto di sistemazione del complesso degli anni Trenta, conseguente al trasferimento negli edifici degli Istituti di Mineralogia e Geologia. Da quanto emerge l'intervento ha coinvolto più o meno estesamente tutti gli edifici allora facenti parte del complesso ad eccezione del palazzo Cavalli. I principali interventi hanno riguardato la sostituzione di alcuni solai nei vari corpi, probabilmente allo scopo di adeguare le stanze alle nuove destinazioni d'uso. Di particolare interesse risultano i dettagli delle staffe usate nelle travi: ripiegate più volte attorno ai ferri longitudinali e lasciate aperte in sommità. Di seguito sono riportati alcuni esempi tratti dalle suddette tavole.

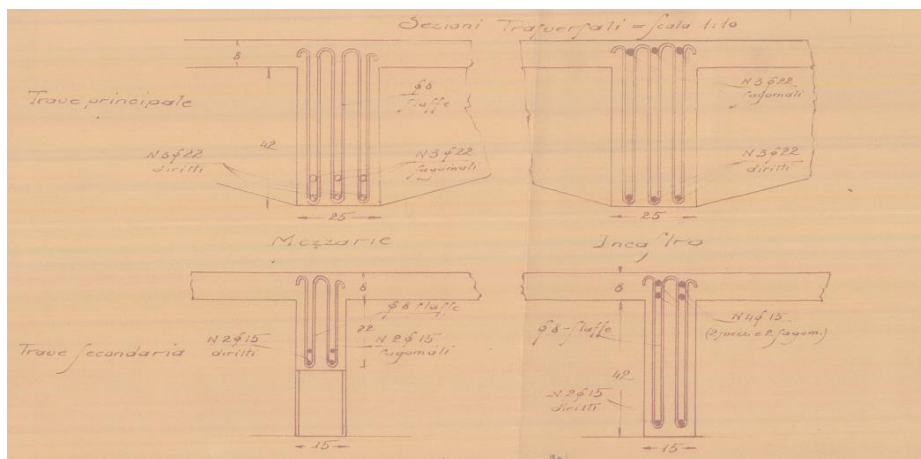


Figura 5.18: Sezione trasversale di alcune travi del corpo D

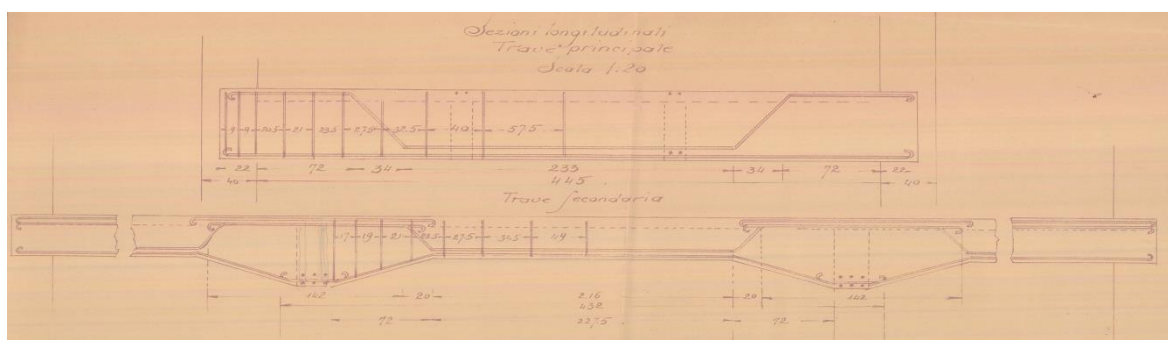


Figura 5.19: Sezione longitudinale delle precedenti travi del corpo D

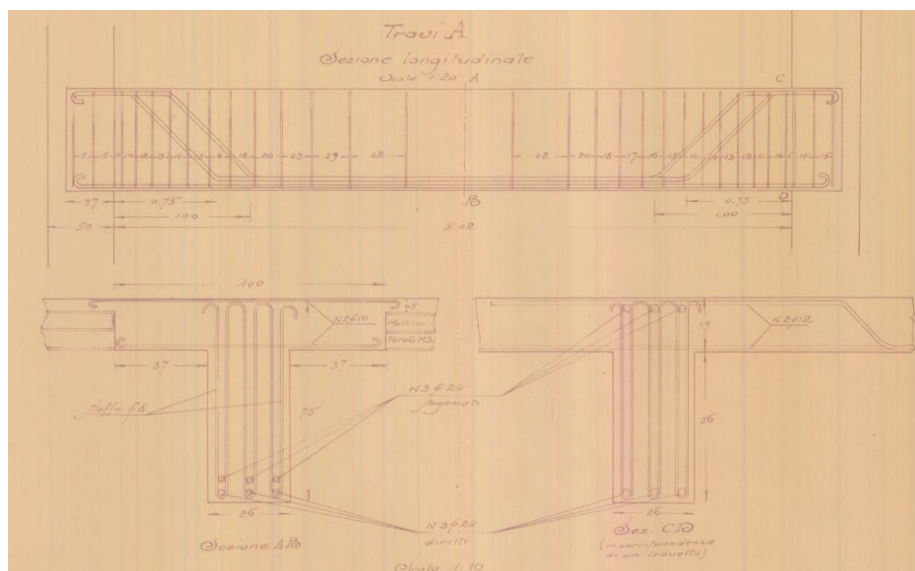


Figura 5.20: Dettaglio di una trave del corpo B₁

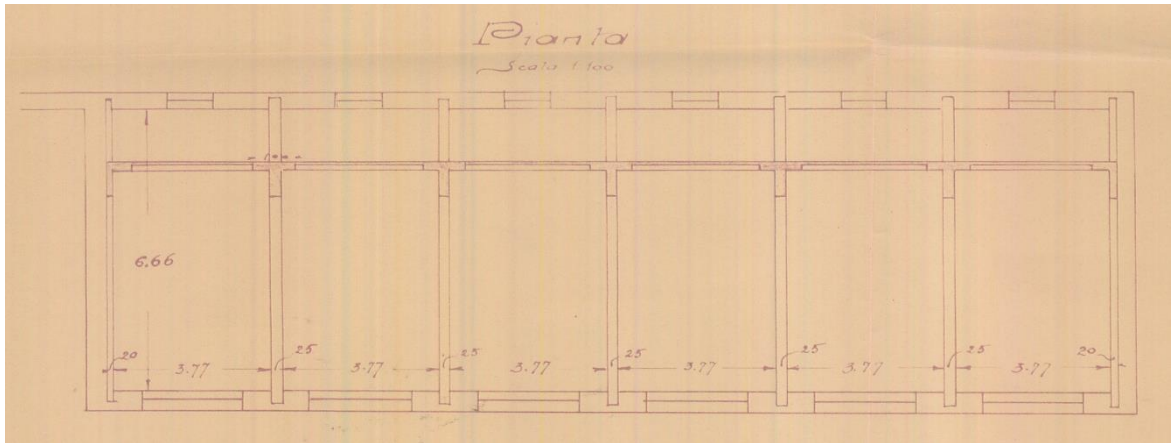


Figura 5.21: Pianta dell'intervento di rifacimento del solaio nel corpo C
(Immagini tratte da: AGUPd, *Archivio Consorzi*)

Valutazione della qualità muraria



Figura 5.22: Foto storica. Torretta sul fianco Ovest del Palazzo Cavalli
(Tratte da: AGUPd, *Ufficio Tecnico*, 1.228)



Figura 5.23: Foto storica. Particolare della sommità della torretta
(Tratte da: AGUPd, *Ufficio Tecnico*, 1.228)

Non è stato possibile esaminare direttamente, su una parete non intonacata di dimensioni pari a 1.00x1.00 m, la muratura di palazzo Cavalli, tuttavia sono state rinvenute alcune foto storiche che mostrano parte della facciata privata dell'intonaco. Da tali immagini è possibile ricavare una descrizione, seppur sommaria e riferita ad una piccola porzione, della qualità muraria. I parametri che la definiscono sono i seguenti:

- *Qualità della malta*: non sono state condotte prove di laboratorio quindi non è possibile dare giudizi sulla resistenza meccanica della malta, dalle immagini si può notare come i giunti risultino superficialmente degradati, anche se non è possibile dire se tale condizione riguardi l'intero edificio ne tanto meno se abbia subito operazioni di ristilatura nel tempo.

- *Presenza di diatoni*: non sono visibili direttamente, però dall'apparecchiatura dei conci si intuisce che possano essere presenti, lo spessore delle murature rilevato fa supporre che esse siano a "tre teste" quindi è possibile ipotizzare che i diatoni non siano totalmente passanti ma interessino solo parte dello spessore (indicativamente i due terzi) garantendo comunque alla parete un certo grado di ammorsamento.
- *Forma degli elementi resistenti*: gli elementi sembrano avere forma abbastanza regolare con superfici tra loro parallele, ovviamente con le dovute tolleranze data la fabbricazione artigianale.
- *Dimensione degli elementi resistenti*: le dimensioni dei mattoni, come già detto, non sono tali da garantire il completo attraversamento dei diatoni, possono essere comunque ritenute sufficienti.
- *Resistenza degli elementi*: come per la malta, data la mancanza di prove di laboratorio, è impossibile giudicare la resistenza dei mattoni; nel complesso risultano abbastanza ben conservati, anche se dalle immagini ne sono visibili alcuni che presentano problemi di erosione superficiale.
- *Sfalsamento dei giunti verticali*: i giunti risultano per la maggior parte sfalsati; in alcuni punti la tessitura non troppo regolare dei mattoni fa sì che i giunti risultino allineati ma tale condizione è generalmente limitata a due, massimo tre, filari.
- *Orizzontalità dei filari*: i filari risultano orizzontali.
- *Presenza di zeppe*: la regolarità della forma degli elementi e l'orizzontalità dei filari non rende necessaria la presenza di zeppe.

5.2 Rilievo critico

Accanto al rilevamento della tipologia costruttiva e dei materiali impiegati nelle unità strutturali, è necessario valutare anche il tipo e il grado di criticità e vulnerabilità presente, in maniera tale da comprendere quale potrebbe essere il comportamento dello stesso di fronte all'azione sismica e definire, con maggiore precisione e dettaglio, l'eventuale piano d'indagine da svolgere. Le vulnerabilità e i degradi presenti sono stati riportati sia a livello di pianta che di prospetti e sezioni.

Vulnerabilità

Per una corretta comprensione di ciò che si andrà a spiegare dettagliatamente nelle pagine seguenti è necessario definire il concetto di vulnerabilità di un edificio: essa consiste nel valutare la propensione di beni, persone o attività a subire danni al verificarsi dell'evento sismico, permette, inoltre, di valutare i possibili effetti attesi e, di conseguenza, intervenire per migliorare il comportamento dei componenti, strutturali e non, dell'edificio stesso. Lo studio condotto ha portato a rilevare, in planimetria, alcuni caratteri che possono costituire delle vulnerabilità rilevanti in caso di sisma:

- *Muri in comune tra unità strutturali*: le cinque unità strutturali nei punti di contatto, individuati negli allegati (Tavole 7.01 - 7.08), presentano muri in comune nei quali si innestano ulteriori muri di tipologia e materiale differente, con ammorsamenti che possono essere non sufficientemente adeguati. Il corpo D, inoltre, confina in parte con gli altri edifici dell'isolato, in particolare con Palazzo Zuckermann, del quale non sono state rilevate informazioni storiche e strutturali sufficienti per un'adeguata comprensione di come i due complessi interagiscano e si connettano.
- *Presenza di canne fumarie nello spessore murario*: essendo un vuoto, una canna fumaria definisce una discontinuità del maschio murario, per la sua importanza, quindi, deve essere presa in considerazione. In pianta, le canne fumarie sono presenti in corrispondenza del muro perimetrale del corpo A e nel corpo D, in quest'ultimo caso però le canne fumarie sono inserite negli incroci tra due pareti ed esternamente alla muratura non andando quindi ad intaccarne la continuità.
- *Presenza di nicchie*: elementi inseriti nello spessore murario che comportano una riduzione dello stesso, aspetto questo rilevante nelle murature storiche in mattoni, nelle quali il restringimento della sezione muraria impedisce ai carichi di venir correttamente trasferiti dall'alto verso il basso. Il rilievo della struttura ha consentito di individuare nicchie in alcuni punti: nel piano interrato del corpo B₁, nel piano terra, primo e secondo piano del corpo D.
- *Presenza di aperture tamponate o parzialmente tamponate*: chiusura di una finestra preesistente con una parete in mattoni. Se non correttamente ammorsate alla pareti, costituiscono una vera e propria vulnerabilità di fronte all'azione sismica, innescando un meccanismo del 1° modo o fuori piano, con ribaltamento e caduta del tamponamento, contrarie al rispetto della salvaguardia della vita (obiettivo principale cui si dovrebbe aspirare). Nello specifico aperture tamponate, anche solo

parzialmente, si hanno negli interrati sia del corpo A sia del corpo B₁, all'interno di palazzo Cavalli sia al secondo piano in corrispondenza dello scalone, sia al primo piano nella parete del prospetto Est, al piano terra e al primo piano del corpo C, al secondo e terzo piano del corpo D verso il cortile d'onore interno e, sempre nei corpi D e B₁, nelle pareti comuni con il corpo B₂.

- *Presenza di canna fumaria tamponata*: il rilievo in loco accanto alle documentazioni grafiche in possesso ha evidenziato la presenza di canne fumarie probabilmente non più usate e quindi tamponate nella parte inferiore, di cui però non si hanno informazioni certe. Si tratta del camino presente nel cortiletto interno del corpo D, di cui si parlerà anche nella sezione dedicata alle vulnerabilità rilevate nei prospetti, e nella sala del caminetto del Palazzo Cavalli.

Nelle facciate del complesso sono stati individuati alcune caratteristiche che possono, di fronte all'azione sismica, costituire possibili vulnerabilità e causare conseguentemente dei danni. In particolare sono state studiate e analizzate le seguenti caratteristiche:

- *Allineamento verticale delle aperture*: la presenza di finestre posizionate ordinatamente e non casualmente consente ai maschi murari, presenti tra una fascia di aperture e l'altra, di poter trasferire correttamente e direttamente i carichi verticali dalla copertura fino alle fondazioni, senza trovare ostacoli lungo il percorso dei carichi stessi. Nel complesso Cavalli tutte le aperture presenti, sia nei prospetti storici sia in quelli più recenti, sono per lo più allineate in fasce verticali, anche se, in alcuni casi, si presentano troppo vicine agli spigoli della facciata stessa, andando a individuare un'ulteriore vulnerabilità (ribaltamento dell'angolata se non si attiva il comportamento scatolare).
- *Presenza di maschi murari*: porzioni di muratura verticali posizionati tra due fasce di finestre. Scopo di questi è il trasferimento dei carichi sia verticali (azione gravitazionale, pesi propri e portati, ecc.) sia orizzontali (azione sismica, vento) fino alle fondazioni attraverso le quali si disperdono al suolo. Come è possibile verificare nelle tavole allegate (Tavole 7.09 - 7.11), dove sono segnati nei prospetti in muratura, i maschi murari sono nella maggior parte dei casi di adeguate dimensioni e privi di elementi che impediscono il loro corretto funzionamento (es. discontinuità). Da sottolineare il prospetto principale di palazzo Cavalli, affacciato su via Giotto: in questo caso, le aperture che lo definiscono sono numerose, molto ravvicinate tra loro e agli spigoli laterali, individuando, perciò, dei maschi murari di ridotte dimensioni,

inadeguati ad adempiere la funzione che gli è propria. Ad aggravare questa situazione si aggiunge un'apertura, in parte tamponata, nell'interrato, posizionata proprio nel centro del maschio murario più grande. Negli altri casi, la maggior parte delle fasce verticali risulta di adeguate dimensioni, mentre alcune sono di larghezza ridotta per il compito assegnatoli.

- *Fascia di piano*: porzione di muratura orizzontale, collocata tra due fasce orizzontali di aperture; è perpendicolare ai maschi murari e, se correttamente progettata, è quell'elemento che dovrebbe lesionarsi (a croce di S. Andrea di fronte al sisma, in diagonale nel caso di cedimenti) al posto dei maschi murari dal momento che una sua rottura risulta essere meno pericolosa e facilmente riparabile con costi ridotti. Negli allegati alla presente (Tavole 7.09 – 7.11), sono evidenziate le fasce di piano che definiscono i vari prospetti dell'aggregato, facendo risaltare, perciò, l'esistenza o meno di un adeguato allineamento orizzontale delle aperture e il tipo di altezza della fascia, tozza o snella.
- *Sopraelevazione*: è l'edificazione sopra una costruzione esistente, allo scopo di elevarne l'altezza. Può anch'essa dar luogo a delle vulnerabilità nel caso in cui non ci sia adeguato ammorsamento con il piano inferiore, non sia garantito il comportamento scatolare o si adoperino materiali con caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche differenti dai preesistenti. Da quanto ricavato dalle fonti storiche, i due corpi B₁ e C in origine si ergevano con solo due livelli fuori terra, sopra i quali, dal 1958, si è innalzato un ulteriore terzo piano.
- *Martellamento tra edifici adiacenti*: fenomeno che si manifesta quando la distanza che separa due edifici adiacenti non è abbastanza grande da assicurare il moto relativo delle strutture durante il verificarsi dei terremoti. Per ovviare al danneggiamento dovuto a questo fenomeno si deve provvedere alla valutazione, in fase di progetto, di un'adeguata distanza di separazione, tale da assecondare opportunamente i rispettivi movimenti delle strutture. Il possibile martellamento, nel complesso in analisi, si potrebbe avere in quelle porzioni di edificio con altezze, periodi di costruzione e tecniche differenti. Nello specifico, sono stati riconosciuti numerosi punti in cui, di fronte all'evento sismico, si potrebbe manifestare tale fenomeno.
- *Discontinuità altimetrica*: irregolarità rilevata nelle altezze di un edificio che implica comportamenti diversi dello stesso all'arrivo dell'azione sismica, comportando martellamenti e rotazioni relative tra le varie porzioni. Lo studio condotto ha rilevato

la presenza di discontinuità nelle altezze delle varie porzioni del complesso soprattutto laddove si ha l'innesto di parti costruite in epoche differenti. La più importante discontinuità altimetrica individuata si rileva nel prospetto su Corso Garibaldi dove il corpo A si collega al corpo C tramite un corpo più basso di un piano rispetto ai sopracitati.

- *Presenza di aperture nei maschi murari:* questa voce è stata inserita in riferimento alle finestre posizionate all'interno del maschio murario, impedendo un corretto funzionamento di quest'ultimo. Come precedentemente sottolineato trattando la presenza di maschi murari, una discontinuità si rileva nel prospetto A (Tavola 7.09) dove un'apertura posizionata proprio alla base blocca il trasferimento dei carichi verticali dall'alto al basso del maschio murario.
- *Presenza di canne fumarie:* nei prospetti le canne fumarie sono presenti nelle pareti di palazzo Cavalli (Tavola 7.09) e nel corpo D nei prospetti affacciati sul secondo cortile interno (Tavola 7.10).
- *Presenza di aperture tamponate:* tamponamenti di aperture sono stati realizzati in alcuni prospetti del complesso già precedentemente indicati in pianta: con riferimento agli tavole allegate (Tavole 7.09 - 7.11), in particolare: prospetti S e U (corpo C) e T (corpo A), prospetto C (corpo D). In quest'ultimo le aperture sono solo in parte tamponate per mantenere comunque una finestra di dimensioni ridotte.

Stato dei danni, dei dissesti e dei degradi

Come è stato possibile valutare dai sopralluoghi in sito e dal conseguente rilievo fotografico condotto, il complesso Cavalli non presenta evidenti segni di danni o dissesti rilevanti dal momento che la costruzione non ha subito di recente eventi sismici importanti. Lo studio si è quindi incentrato, in particolare, sul rilievo dei degradi che caratterizzano gli spazi interni e i prospetti esterni, effettuato sulla base della normativa vigente⁵.

Il rilievo in loco ha consentito perciò di individuare gli spazi interni più critici dell'intero complesso, dove sono visibili gli stati di maggior danno e/o degrado, riportati dettagliatamente nelle tavole allegate alla presente (Tavole 7.13 - 7.16).

Dall'analisi dei diversi ambienti del complesso Cavalli, risulta che alcuni di essi sono soggetti a fenomeni di degrado. In particolare tali fenomeni, di scarsa rilevanza per lo più, sono localizzati nei vani interrati, o in locali attualmente soggetti a lavori per cambio di destinazione d'uso (per i

⁵ Raccomandazioni Normal 1/88 – Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei: lessico

quali non è appropriato utilizzare il termine degrado), oppure in vani soggetti a disuso ed abbandono, come stanze un tempo adibite a laboratorio, o sottotetti con evidente stato di marcescenza e svergolamento delle travi.

Nei piani interrati dei corpi componenti il complesso Cavalli, sono state riscontrate anomalie quali colonizzazione biologiche, distacchi, lacune. In particolare nel corpo D (Tavola 7.13) è rilevante la presenza di umidità, visibile al suolo, con effetti particolarmente visibili sulle murature con fronti di risalita. Si può inoltre riscontrare la presenza di patine biologiche. Negli altri ambienti non si rilevano degradi rilevanti, con eccezione di qualche cavillatura o distacco.

Gli ambienti localizzati al piano terra, come nel caso dei piani interrati, non presentano fenomeni di degrado particolarmente importanti, si tratta per lo più di lievi fenomeni di distacco di intonaco, colature o lacune.

Nel corpo D le anomalie riscontrate sono in maggior parte dovute allo stato di disuso a cui sono soggetti i locali, un tempo adibiti, ad esempio, a laboratori, in cui sono visibili accumuli di materiale e distacchi di intonaco.

Anche il corpo A non mostra particolari anomalie: la più diffusa è la lacuna di parti di affreschi che caratterizzano le sale e uno sporadico deposito superficiale localizzato sullo scalone nobile che dal piano terra collega tutti i piani dell'edificio.



**Figura 5.24: Lacuna
Interrato - Corpo A**



**Figura 5.25: Macchie e fronti di
risalita
Interrato - Corpo D**



**Figura 5.26: Deposito
superficiale
Piano terra - Corpo A**



**Figura 5.27: Colatura
Piano terra - Corpo D**

Come negli altri due piani sottostanti, anche al primo piano non ci sono anomalie particolarmente rilevanti, si tratta in ogni caso di distacchi o degradi dovuti al disuso dei locali. Tuttavia nel corpo D si è notata la presenza di macchie rilevanti e rigonfiamenti, che potrebbero indicare la presenza di infiltrazioni d'acqua, e sulle quali, infatti, sarebbe necessario svolgere alcune delle indagini precedentemente proposte nel piano d'indagine (capitolo 4.1). Nel corpo A si riscontra la presenza di una fessurazione in corrispondenza del rivestimento di un colonna, comparsa in seguito all'ultimo terremoto (maggio 2012), per la quale in via preventiva si è inibito l'accesso alle sale collocate nel presente piano.

Nel secondo piano dei diversi corpi del complesso Cavalli, il degrado maggiore è stato individuato in particolar modo nel corpo D (Tavola 7.16), nei cui ambienti è evidente il cattivo stato di conservazione delle travi del sottotetto, soggette a svergolamento e marcescenza delle teste. Nel corpo B, invece, si ha la presenza di efflorescenze e alcune fessurazioni nelle travi in corrispondenza delle alte finestre dell'ambiente centrale.



Figura 5.28: Distacco
Piano primo - Blocco D



Figura 5.29:
Fessurazione
Piano primo - Blocco
A



Figura 5.30: Marcescenza teste delle
travi e svergolamento
Secondo piano - Blocco D



Figura 5.31:
Fessurazione
Secondo piano -Blocco
D

Sulla base delle Raccomandazioni Normal 1/88, sono stati riconosciuti, tramite l'analisi visiva dei diversi prospetti, alcuni degradi, riportati di seguito e più in dettaglio nelle tavole allegate (Tavole 7.17 - 7.32). Da sottolineare il fatto che, in molti casi, alcuni degradi possono essere compresenti o non del tutto rilevabili con un esame visivo.

I degradi identificati si possono così esplicitare:

- *Alterazione cromatica*: alterazione che si manifesta attraverso la variazione di uno o più parametri che definiscono il colore (tinta, chiarezza, saturazione). Questo tipo di degrado si ritrova nei prospetti affacciati sul primo cortiletto interno del corpo D (prospetti I, L, M; Tavola 7.24).
- *Colatura*: particolare manifestazione di deposito superficiale, patina grigia, prevalentemente ad andamento verticale causata del ruscellamento delle acque meteoriche. Nello specifico, la colatura è presente nella maggior parte delle finestre sotto il davanzale, sotto la gronda del tetto e sotto eventuali sporgenze/terrazze. Degrado che si riscontra in quasi tutti i prospetti del presente aggregato.
- *Crosta*: strato superficiale di alterazione del materiale lapideo o dei prodotti utilizzati per eventuali trattamenti. Si distingue dalle parti sottostanti per le caratteristiche morfologiche e per il colore. Tale tipo di degrado si ritrova in modo particolare nel prospetto C, affacciato sul cortile interno, del corpo D (Tavola 7.19).

- *Degradazione differenziale*: degradazione da porre in rapporto ad eterogeneità di composizione o di struttura del materiale, tale quindi da evidenziarne spesso gli originali motivi tessiturali o strutturali. Questo tipo di degrado è stato individuato nel prospetto C del corpo D (Tavola 7.19).
- *Deposito superficiale*: accumulo di materiali estranei di varia natura, quali, ad esempio, polvere, terriccio, guano, ecc. È stato ritrovato in particolare nel prospetto C del corpo D (Tavola 7.19).
- *Erosione*: asportazione di materiale dalla superficie dovuta a processi di natura diversa. Questo tipo di degrado è presente sempre nel prospetto C (Tavola 7.19).
- *Fratturazione o fessurazione*: degradazione che si manifesta con la formazione di soluzioni di continuità nel materiale e che può implicare lo spostamento reciproco delle parti. Alcune fessurazioni, anche se di non rilevante importanza, sono state individuate nel prospetto A (Tavola 7.17) e nel prospetto R (Tavola 7.27).
- *Fronte di risalita*: aloni, efflorescenze, distacco e perdita di materiale nella parte basamentale del fabbricato. In molti prospetti analizzati è presente il fronte di risalita in corrispondenza della parte inferiore, in corrispondenza del pavimento/terreno.
- *Graffito vandalico*: presenza di materiale estraneo sulla superficie (in forma di scritte, disegni, fumetti, ecc) derivate da atti di vandalismo grafico mediante utilizzo di coloranti sintetici spray o pennelli. Si deve segnalare il fatto che, nelle tavole allegate, l'analisi del degrado è stato condotto in riferimento alla situazione riscontrata nel primo dei rilievi svolti in loco, quando i tre prospetti su fronte strada erano caratterizzati da numerosi graffiti e degradi. In seguito, nel mese di aprile 2013, il Comune di Padova ha predisposto la ritinteggiatura di tutta la fascia inferiore degli stessi con lo scopo di ripulire i prospetti esterni. I precedenti degradi più gravi non sono però stati risolti ma solo momentaneamente nascosti.
- *Lacuna*: caduta o perdita di parti di un dipinto murale, con messa in luce degli strati di intonaco più interni o del supporto. La lacuna è presente in molte parti dei prospetti in muratura, principalmente in quelli del corpo A e in quelli del corpo D.
- *Macchia*: alterazione che si manifesta con pigmentazione accidentale e localizzata della superficie; è correlata alla presenza di materiale estraneo al substrato. È stata identificata, sempre con riferimento alle tavole specifiche in allegato (Tavole 7.17 - 7.32), in alcuni punti dei prospetti C, G, N, O, Q.

- *Mancanza*: caduta o perdita di parti. La mancanza è riscontrabile nei prospetti storici, in particolare dove vi sono cornicioni ed elementi di abbellimento della facciata in pietra (prospetti A, B, T; Tavole 7.17 – 7.32).
- *Patina*: alterazione strettamente limitata a quelle modificazioni naturali della superficie dei materiali non collegabili a manifesti fenomeni di degradazione e percepibili come una variazione del colore originario del materiale. Degrado questo riscontrato nella maggioranza dei prospetti studiati; per un'analisi dettagliata si rimanda alle tavole allegate (Tavole 7.17 - 7.32).
- *Patina biologica*: strato sottile, morbido e omogeneo, aderente alla superficie e di evidente natura biologica, di colore variabile, per lo più verde. Negli edifici del complesso, la patina biologica è stata riconosciuta solamente nella facciata principale del Palazzo Cavalli, in particolare nel balcone del piano nobile (prospetto A; Tavola 7.17).
- *Presenza di vegetazione*: locuzione impiegata quando ci sono licheni, muschi e piante. Solo in un punto del corpo D è presente vegetazione (prospetto P; Tavola 7.26).
- *Rigonfiamento*: sollevamento superficiale e localizzato del materiale, che assume forma e consistenza variabili. Il degrado presente è visibile nei prospetti L, O, P, U, X delle tavole allegate (Tavole 7.17 – 7.32).

5.3 Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali

Per una completa analisi conoscitiva del complesso studiato è necessario esaminare la disposizione impiantistica con la finalità di valutarne l'interazione con la struttura. I sopralluoghi compiuti insieme alle informazioni storiche e archivistiche acquisite hanno consentito di individuare in maniera esaustiva la disposizione impiantistica presente negli edifici.

Dalle notizie storiche si evince che l'intervento compiuto nel 1892 -1896 dall'ing. Pio Chicchi (capitolo 1.2) prevedeva per il corpo B₁ riscaldamento con calorifero ad aria calda collocato nei locali sotterranei. La stessa tipologia era adoperata anche nel palazzo storico, evitando in questo modo di intaccare la struttura dello stesso. Negli spazi inadeguati per poter essere riscaldati con questa tipologia impiantistica erano invece installate delle stufe⁶. Gli interventi del 1905-1906 avevano individuato nel sotterraneo dell'ex casa Fontana dei locali tecnici attrezzati con caldaie,

⁶ P. Chicchi, *Il Palazzo ex-Contarini (già r. Dogana) e la R. Scuola di applicazione degli ingegneri: promemoria e progetto di restauro*, Padova, Stab. Tip. Ditta L. Penada, 1892

usate per alimentare i termosifoni, e con deposito di carbone⁷. Dalle ricerche archivistiche condotte relativamente agli interventi compiuti nel 1963-1965, sono emerse alcune planimetrie indicanti il previsto posizionamento impiantistico (Figura 5.32) nonché numerose relazioni e preventivi di spesa relative a tali elementi. Poche altre informazioni consentono di conoscere quali fossero gli impianti presenti nel passato nei diversi corpi dell'aggregato.

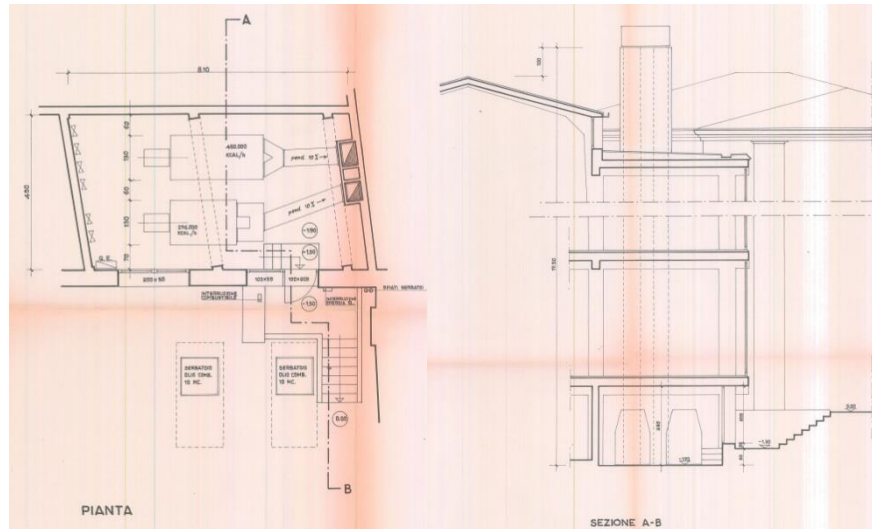


Figura 5.32: Centrale termica nel corpo B₂ - pianta e sezione redatte nel novembre 1972 (Tratta da: AGUPd, *Ufficio Tecnico*, 18.246-1.2)

Al giorno d'oggi, come è stato rilevato durante i sopralluoghi e dai progetti rilevati risalenti al 2008, l'impianto tecnologico è molto complesso dovendo rifornire l'intera struttura. Nessuna indicazione, però, si ha riguardo le date di sostituzione o sistemazione dei vecchi impianti preesistenti e di realizzazione dei nuovi. E' inoltre presente un adeguato impianto antincendio che rivela il rispetto alle normative vigenti relative alla sicurezza. Numerose sono le posizioni in cui sono dislocate le attrezzature antincendio (Figura 5.38), le lampade d'emergenza, la centrale di allarme antincendio, gli evacuatori di fumo e calore, gli estintori, la cassetta del pronto soccorso, i rilevatori di gas, fumo e ossigeno, la centrale di rilevazione dei gas, nonché le docce d'emergenza in corrispondenza dei laboratori, oggi inutilizzati.

Si deve sottolineare in aggiunta che le condutture elettriche e il sistema di riscaldamento sono, nella maggior parte dei casi, sistemate a vista (Figura 5.40, Figura 5.42 e Figura 5.43), tramite l'impiego massiccio di canaline di plastica per le prime e di termosifoni addossati alla muratura per il secondo. Per questo si deve concludere che, grazie all'uso della "traccia esterna" la maggior parte del sistema impiantistico evita di intaccare la struttura muraria e quindi di costituire un'ulteriore vulnerabilità per gli edifici stessi.

⁷ G. Tomasatti, *I lavori per il Consorzio Universitario di Padova*, Padova, Premiata Soc. Coop. Tipografica, 1907, p. 6-11

Ulteriore considerazione deve essere infine fatta sull'impiantistica più pesante, quale la centrale termica, posizionata negli spazi interrati del più recente corpo di fabbrica B₂ (Figura 5.36 e Figura 5.37) per non gravare sulle strutture sovrastanti.

Di seguito vengono riportate alcune immagini relative al sistema impiantistico presente nel complesso Cavalli.



**Figura 5.33: Centralina nel piano interrato -
Corpo A**



**Figura 5.34: Canalizzazioni
nel piano interrato - Corpo B**



**Figura 5.35: Impianti nel
piano interrato - Corpo D**



**Figura 5.36: Centrale termica - Ingresso dal
cortile interno**



**Figura 5.37: Centrale termica nel piano
interrato - Corpo B₂**



**Figura 5.38: Sistema anticendio
(idranti) e di riscaldamento -
Ingresso da via G. Matteotti**



**Figura 5.39: Deposito bombole - Cortile
interno del corpo D**



**Figura 5.40: Impianti
elettrici e canalizzazioni -
Corpo D**

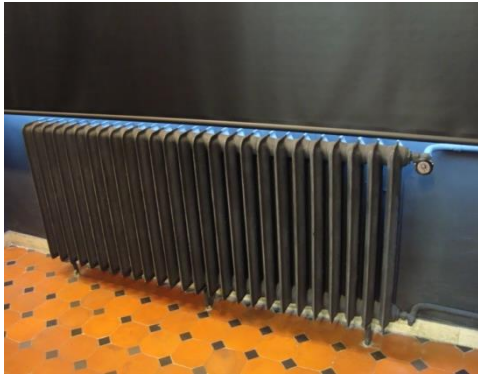


Figura 5.41: Termosifone collocato sotto un'apertura – Museo di Paleontologia



Figura 5.42: Impianti "fuori traccia" – Corpo B₂



Figura 5.43: Impianti fuori traccia – Corpo D

Analisi di vulnerabilità sismica

Capitolo 6:

Valutazione della sicurezza sismica

6.1	Normativa di riferimento.....	257
	<i>Sicurezza e prestazioni attese.....</i>	257
	<i>Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento per l'azione sismica.....</i>	257
6.2	Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	258
6.3	Analisi dei carichi e delle azioni.....	259
	<i>Carichi permanenti strutturali e non strutturali.....</i>	259
	<i>Carichi variabili.....</i>	263
	<i>Azione della neve.....</i>	264
	<i>Azione sismica.....</i>	265
6.4	Combinazione delle azioni.....	268
6.5	Metodi di analisi.....	269
6.5.1	Procedura automatica per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in muratura: Vulnus.....	269
	<i>Caratteristiche del programma.....</i>	269
	<i>Applicazione della metodologia Vulnus all'aggregato oggetto di studio..</i>	270
	<i>Dati dell'azione sismica.....</i>	271
	<i>Individuazione unità strutturali.....</i>	271
	<i>Analisi statistica.....</i>	283
	<i>Vulnerabilità dei singoli edifici.....</i>	285
	<i>Vulnerabilità di gruppo.....</i>	286
	<i>Frequenze attese di danno.....</i>	286
	<i>Attribuzione delle classi di vulnerabilità macrosismica agli edifici analizzati.....</i>	287
	<i>Confronto tra curve di vulnerabilità ricavate mediante Vulnus e curve ricavate tramite scala macrosismica EMS 98.....</i>	288
6.5.2	Schema di calcolo dei meccanismi di collasso: Analisi cinematica locale per edifici esistenti in muratura.....	289
	<i>Meccanismo I: Meccanismo di ribaltamento fuori piano di una parete monolitica semplicemente appoggiata al muro ortogonale.....</i>	290

	<i>Meccanismo II: Ribaltamento fuori dal piano di una parete trattenuta da un cordolo.....</i>	293
	<i>Risultati delle analisi.....</i>	296
6.5.3	Verifica di una parete soggetta a sforzo normale e momento flettente... <i>Risultati delle analisi.....</i>	296 298
	<i>Riassunto dei risultati ottenuti per i corpi A e B₁.....</i>	298
6.5.4	Procedura automatica per il calcolo del coefficiente sismico e verifica di pareti in muratura: c-Sisma..... <i>Caratteristiche del programma.....</i> <i>Ribaltamento fuori piano di strisce verticali.....</i> <i>Risultati delle analisi.....</i> <i>Riassunto dei risultati ottenuti per i corpi A e B₁.....</i>	299 299 300 305 305
6.5.5	Confronto dei risultati ottenuti con meccanismi locali e meccanismi calcolati da c-Sisma.....	305
6.5.6	Procedura automatica per il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo e verifica di pareti in muratura in LC2.....	306
6.6	Osservazioni finali.....	308

6.1 Normativa di riferimento

Ai fini della verifica strutturale le norme a cui si è fatto riferimento sono:

- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale del febbraio 2011, con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti.

Sicurezza e prestazioni attese

Con riferimento alle NTC2008 (cap. 2), la sicurezza e le prestazioni che caratterizzano un'opera nella sua interezza o nelle sue specifiche parti sono valutate sulla base di stati limite che la costruzione può raggiungere durante la sua vita nominale. Qualora l'edificio superi tali limiti esso non risulterà più in grado di soddisfare le esigenze per le quali è stato progettato. Nello specifico si deve misurare la sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU), di stati limite d'esercizio (SLE) e la robustezza nei confronti di azioni eccezionali. Per valutare tale capacità, la norma vigente impone di adottare criteri probabilistici, in particolar modo il metodo semiprobabilistico agli stati limite attraverso il quale si verifica se la struttura è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto, così come definite dalle NTC2008, e l'entità massima di tali azioni che essa è in grado di sopportare con i margini di sicurezza richiesti.

Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento per l'azione sismica

Per opere ordinarie, come gli edifici del complesso Cavalli, la normativa stabilisce una vita nominale V_N , numero di anni nel quale la struttura deve poter essere adoperata per lo scopo a cui è stata destinata, maggiore o uguale a 50 anni.

Poiché l'opera oggetto di studio è sede universitaria e museale e, quindi, contraddistinta da significativi affollamenti, essa risulta appartenere alla classe d'uso III¹. La valutazione delle azioni sismiche su una costruzione si allaccia inoltre al periodo di riferimento V_R , prodotto tra la vita nominale $V_N=50$, precedentemente definita, e un coefficiente d'uso $C_U=1,5$, dipendente dalla classe d'uso².

¹ Circolare n. 617/2009 – cap. C2.4.2

² NTC2008 – Tab. 2.4.II

6.2 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Le informazioni acquisite sul fabbricato hanno condotto ad assumere quale tipologia muraria, una muratura in mattoni pieni e malta di calce, così come è definito nella Circolare n. 617 del 2/2/2009. Le caratteristiche meccaniche assunte, rilevate dalla Tabella C8.A.2.1 della Circolare sopracitata, sono espresse di seguito con i loro valori massimi e minimi, riferiti a condizioni di malta di scarse caratteristiche, assenza di ricorsi, paramenti mal collegati o solo accostati, muratura non consolidata e tessitura realizzata secondo le regole dell'arte.

Tipologia muraria	f_m [kN/m ²]		τ_0 [kN/m ²]		E [kN/m ²]		G [kN/m ²]		w [kN/m ³]
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Min	2400	Min	60	Min	1200000	Min	400000	18
	Max	4000	Max	92	Max	1800000	Max	600000	

Tabella 6.1: Caratteristiche meccaniche della tipologia muraria

Ai fini dell'identificazione delle caratteristiche meccaniche della muratura è necessario valutare la qualità della stessa, avendo come riferimento il rispetto o meno della "regola dell'arte". L'esame, soprattutto sperimentale, della qualità muraria ha lo scopo di valutare il comportamento strutturale e la capacità di rispondere in maniera adeguata alle azioni, sia statiche che dinamiche, tenendo conto anche del tipo di suolo. Sarebbe opportuno quindi valutare, tramite prove in sito e in laboratorio, tipo, forma, dimensione delle murature, presenza di diaconi (elementi trasversali), orizzontalità delle giaciture, sfalsamento dei giunti, qualità della malta e dei mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche).

Il livello di conoscenza raggiunto nel caso del complesso in analisi è LC1 (conoscenza limitata) in quanto sono stati eseguiti il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi e indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali. Il fattore di confidenza corrispondente è $F_c=1,35$: esso modifica i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza del fabbricato in esame.

Per il livello di conoscenza LC1, la normativa vigente prevede che i parametri geometrici, precedentemente riportati, siano così assunti: i minimi degli intervalli definiti in tabella per i valori delle resistenze, i valori medi degli intervalli per i moduli elastici.

Applicando tale concetto al caso studio si ha:

- Resistenza media a compressione della muratura: $f_m = 2400 \text{ kN/m}^2$;
- Resistenza media a taglio della muratura: $\tau_0 = 60 \text{ kN/m}^2$;
- Valore medio del modulo di elasticità normale: $E = 1500000 \text{ kN/m}^2$;
- Valore medio del modulo di elasticità tangenziale: $G = 500000 \text{ kN/m}^2$;
- Peso specifico medio della muratura: $w = 18 \text{ kN/m}^3$.

Per quanto riguarda i coefficienti correttivi dei parametri meccanici, la Circolare n. 617/2009, prevede che per la muratura in mattoni pieni e malta di calce si possano applicare i seguenti coefficienti:

Tipologia muraria	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato
Coefficiente correttivo	1,5	1,5	/	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella 6.2: Coefficienti correttivi della tipologia muraria

Dal momento che nel caso studio non è stato individuato nessun elemento migliorativo della muratura, a favore di sicurezza, si prevede un coefficiente complessivo pari a uno.

La normativa, inoltre, definisce un coefficiente parziale di sicurezza da applicarsi per le strutture in muratura per le analisi di vulnerabilità sismica pari a $\gamma_m = 2$.

Stabiliti tutti i parametri e i coefficienti necessari, è possibile calcolare:

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = (f_m \cdot \text{coeff correttivo}) / (F_c \cdot \gamma_m) = 888,89 \text{ kN/m}^2;$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = (\tau_m \cdot \text{coeff correttivo}) / (F_c \cdot \gamma_m) = 22,22 \text{ kN/m}^2.$$

6.3 Analisi dei carichi e delle azioni

Su qualsiasi costruzione agisce un insieme di azioni che può provocare il raggiungimento di stati limite nella struttura. Le NTC2008, al capitolo 2.5, le classificano sulla base del modo di esplicarsi, della risposta strutturale e della variazione della loro intensità nel tempo. Secondo quest'ultima identificazione si riconoscono azioni permanenti G, quali peso proprio di elementi strutturali e non, azioni variabili Q, che si distinguono per la loro durata, lunga o breve, azioni eccezionali A, come incendi, esplosioni e urti, e azioni sismiche E, causate dai terremoti.

Carichi permanenti strutturali e non strutturali

Si definiscono carichi permanenti strutturali i pesi propri dei materiali con funzione strutturale, espressi per unità di volume³.

I carichi permanenti non strutturali sono, al contrario, quelli che non possono essere rimossi durante l'esercizio normale della costruzione: i carichi di tamponature esterne, divisori interni,

³ NTC2008 – cap. 3.1.2

massetti, isolamenti, pavimenti, rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti⁴.

In base alla Tab. 3.1.I delle NTC2008 e ai materiali strutturali presenti nel complesso Cavalli si sono assunti i seguenti pesi per unità di volume:

Materiale	Peso per unità di volume [kN/m ³]
Laterizio (pieno)	18,0
Calcestruzzo armato	25,0
Legno	6,0

A differenza delle murature che sono perlopiù costituite da mattoni pieni a due o tre teste, gli orizzontamenti e le coperture possono essere ricondotte a tipologie differenti, essendo costituiti da materiali e, di conseguenza, pesi diversi.

Corpo C

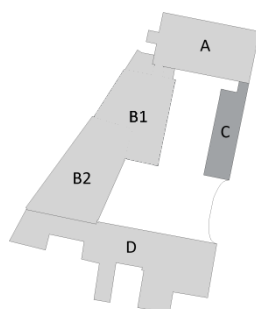


Figura 6.1: Individuazione corpo C

Il corpo C presenta una struttura verticale composta da muratura in mattoni pieni e orizzontamenti costituiti da solai in laterocemento realizzati con travetti e pignatte. In particolare il pacchetto dei solai è definito da una parte strutturale, composta da travetti, pignatte e soletta di c.a. avente uno spessore ipotizzato di 4 cm, e da una non strutturale, composta da un massetto, da pavimentazione in piastrelle all'estradosso e dallo strato di intonaco all'intradosso. I pesi di ciascuna parte sono riportati nella seguente tabella:

Materiale	Peso [kN/m ²]
Solaio in latero-cemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. – sp. 4 cm	1,0
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle – sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso – sp. 1,5 cm	0,3

⁴ NTC2008 – cap. 3.1.3

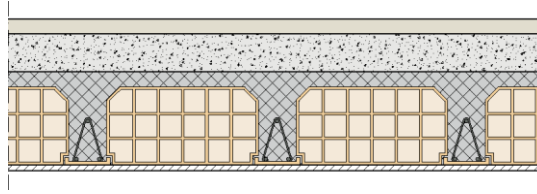


Figura 6.2: Dettaglio del solaio in laterocemento – scala 1:20

Il peso proprio strutturale del solaio in latero-cemento G_1 è:

Struttura	Peso proprio strutturale [kN/m ²]
Solaio in latero-cemento	2,8

Il peso portato G_2 , risulta essere, al contrario, di:

Struttura	Peso [kN/m ²]
Parte non strutturale (massetto, pavimentazione, intonaco)	2,8

L'ultimo orizzontamento è costituito da una copertura anch'essa in laterocemento, essendo stato rifatto a metà Novecento in seguito alla sopraelevazione eseguita. Si è ipotizzato quale parte non strutturale un pacchetto composto da: barriera al vapore e isolamento, manto di coppi.

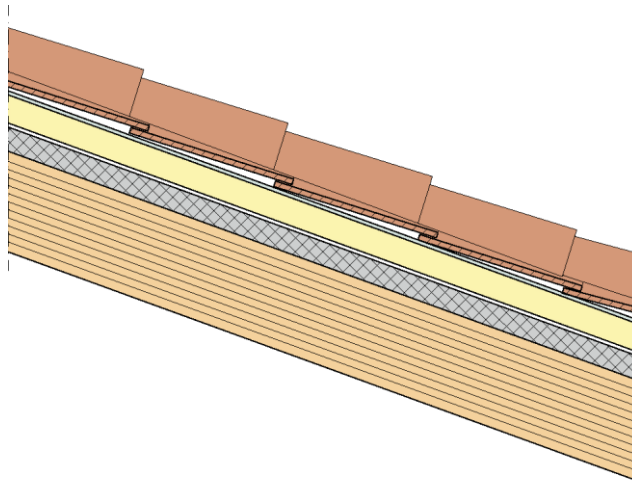


Figura 6.3: Dettaglio della copertura in laterocemento – scala 1:20

I pesi propri strutturali e non, G_1 e G_2 , sono:

Struttura	Peso [kN/m ²]
Parte strutturale (copertura in latero-cemento)	2,8
Parte non strutturale	3,2

Corpo D

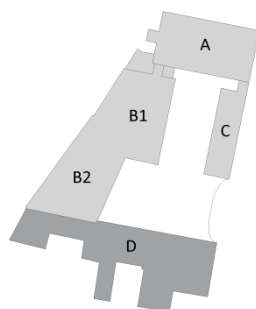


Figura 6.4: Individuazione corpo D

Il corpo D del complesso, sistemato a inizio del Novecento, è caratterizzato da solai di tipo Hennebique: si compone di una parte strutturale in c.a., con travi di 0,2x0,2 m e soletta di 0,1 m (ipotizzate), e una non strutturale, con strato di massetto, pavimento in piastrelle e, all'intradosso, intonaco.

Materiale	Peso [kN/m ²]
Solaio tipo Hennebique - travi	0,6
Soletta di c.a. – sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle – sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso – sp. 1,5 cm	0,3

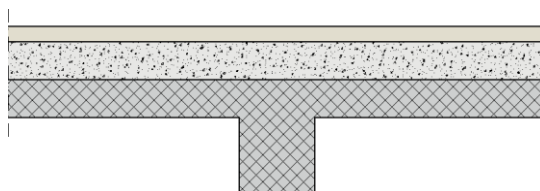


Figura 6.5: Dettaglio del solaio di tipo Hennebique – scala 1:20

Il peso proprio strutturale del solaio G_1 è:

Struttura	Peso [kN/m ²]
Parte strutturale (solaio tipo Hennebique)	3,1
Parte non strutturale	2,1

La copertura, messa in vista dai lavori condotti all'ultimo piano, è anch'essa in legno ed è costituita da capriate ciascuna delle quali è composta da: catena (di dimensioni 0,2x0,25x15 m), puntoni (0,2x0,25x8 m), monaco (0,2x0,25x0,2 m) e saette (0,2x0,25x3,5 m), le dimensioni sono frutto di una stima in quanto non eseguibili direttamente. Gli strati al di sopra della parte strutturale si compongono di terzere (dimensioni: 0,15x0,15 m), listelli (0,06x0,04 m) e tavelle in cotto (0,15x0,3x0,026 m). A completare l'intero pacchetto vi è il manto di copertura costituito da coppi aventi un peso di 0,6 kN/m².

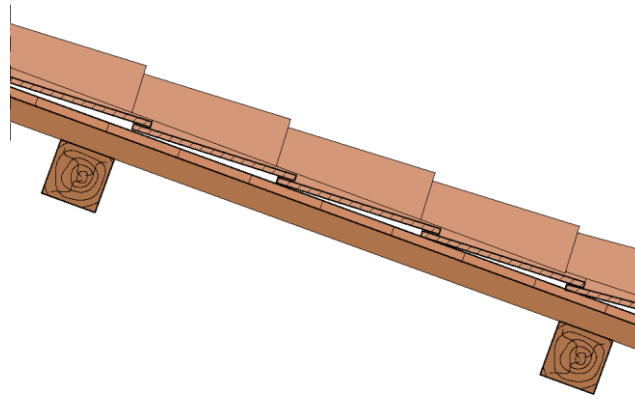


Figura 6.6: Dettaglio della copertura in legno – scala 1:20

I carichi permanenti, strutturali G_1 e non strutturali G_2 , risultano essere:

Struttura	Peso [kN/m ²]
Parte strutturale (capriate in legno)	3,0138
Parte non strutturale	0,6385

Carichi variabili

Con la terminologia carichi variabili si intendono quei carichi direttamente legati alla destinazione d'uso dell'edificio. La normativa prevede tre tipologie differenti assegnati a ciascuna categoria di costruzione: carichi verticali uniformemente distribuiti [kN/m²], carichi verticali concentrati [kN] e carichi orizzontali puntuali [kN/m].

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale	2,00	2,00	1,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero passaggio delle persone: musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, edifici per eventi pubblici	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi ..Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	≥6,00 -	6,00 -	1,00 -
F - G	Rimesse e parcheggi			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN	2,50 -	2 x 10,00 -	1,00 -

H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	Secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti..)	-	-	-

Tabella 6.3: Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici (Tab. 3.1.II - NTC2008)

In base alla destinazione d'uso del complesso sono state prese in considerazione le seguenti categorie con i relativi carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]:

$q_k = 5,00$ kN/m² - Cat. C3 (ambienti suscettibili di affollamento):

piani terra e primo del corpo C;

piani terra, primo e secondo piano del corpo D.

$q_k = 2,00$ kN/m² - Cat. B1 (uffici aperti al pubblico):

secondo piano del corpo C.

$q_k = 0,5$ kN/m² - Cat. H1 (coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione):

coperture di tutti i corpi.

Azione della neve

Sulle coperture il carico dovuto alla neve è dato da:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

$q_s = 0,8$ kN/m² carico neve sulla copertura;

$\mu_i = 0,8$ coefficiente di forma della copertura (dipendente dalla forma: a una, due o più falde);

$q_{sk} = 1,0$ valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²];

$C_E = 1$ coefficiente di esposizione;

$C_t = 1$ coefficiente termico.

Il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo q_{sk} dipende dalla zona in cui si colloca l'edificio e dalla quota del suolo sul livello del mare a_s .

La città di Padova è inserita in Zona II, per cui si calcola⁵:

$q_{sk} = 1,00$ kN/m² $a_s \leq 200$ m

$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2]$ kN/m² $a_s > 200$ m

Poiché l'edificio è posto a una quota $a_s < 200$ m, q_{sk} risulta essere uguale a 1,00 kN/m².

⁵ NTC2008 – eq. 3.3.10

Azione sismica

La “pericolosità sismica di base” del sito in cui sorge la costruzione costituisce la base della conoscenza per poter determinare l’azione sismica⁶. Questa viene definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in situazione di campo libero su suolo di riferimento rigido con superficie orizzontale (categoria A) e in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$, riferendosi a specifiche probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Perciò si comprendono le caratteristiche del moto sismico qualora si conoscano accelerazione massima e spettro di risposta.

Le forme spettrali che consentono di descrivere un terremoto sono ricavate a partire dai parametri spettrali:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nel caso dell’azione sismica, stato limite d’esercizio e stato limite ultimo si suddividono, rispettivamente in ulteriori sottocategorie:

Stato Limite di Esercizio (SLE):

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato Limite di Danno (SLD).

Stato Limite Ultimo (SLU):

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

I quattro stati limite consentono di visualizzare quattro situazioni differenti al crescere dell’azione sismica; il superamento progressivo di ciascun stato limite (SLO; SLD; SLV; SLC) rappresenta il graduale danneggiamento della struttura (comprendente elementi strutturali e non). Ogni stato limite, inoltre, è definito da una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R :

Stato limite		Probabilità di superamento P_{VR}
Stato limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stato limite ultimo	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 6.4: Probabilità di superamento allo stato limite considerato (Tab. 3.2.1 – NTC2008)

Per poter definire compiutamente l’azione sismica si rende necessaria una conoscenza approfondita del suolo in cui si colloca la costruzione in esame, in particolare delle condizioni stratigrafiche e topografiche, le quali influiscono sulla variazione degli effetti dell’azione sismica.

⁶ NTC2008 – cap. 3.2

Per quanto riguarda le condizioni stratigrafiche, dovute alla successione stratigrafica e alle proprietà dei terreni, la normativa individua cinque categorie di sottosuolo:

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m

Tabella 6.5: Categorie di sottosuolo (Tab. 3.2.II – NTC2008)

Nel caso del complesso Cavalli, collocato tra via Giotto, Corso Garibaldi e via G. Matteotti, il tipo di terreno presente si colloca nella categoria C.

Le categorie topografiche stabilite sulla base della configurazione topografica del piano campagna si dividono in:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	-	1,0
T2	Pendii con inclinazione media $i \geq 15^\circ$	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 6.6: Categorie topografiche (Tab. 3.2.IV – NTC2008)

Essendo il terreno pianeggiante, senza pendii e rilievi, S_T è pari a 1,0.

Questi due aspetti, sottosuolo e topografia, influiscono sullo spettro elastico di risposta dal momento che l'accelerazione spettrale massima è funzione del coefficiente, dato dall'amplificazione stratigrafica ($S_S=1,5$) e topografica ($S_T=1,0$): $S=S_S \cdot S_T=1,5$. Il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C , invece, è funzione della categoria di sottosuolo $C_C=1,4961$.

Applicando le definizioni al caso studio padovano (situato in prossimità delle coordinate: latitudine di 45,41237 e longitudine di 11,878253), avendo una vita nominale $V_N=50$ anni, classe d'uso III e un periodo di riferimento dell'azione sismica V_R pari a 75 anni, si ottiene:

Stato Limite	T_R [anni]	a_0 [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,036	2,545	0,242
SLD	75	0,043	2,533	0,279
SLV	712	0,098	2,604	0,342
SLC	1462	0,125	2,599	0,355

Tabella 6.7: Periodo di ritorno e parametri spettrali per i diversi stati limite considerati

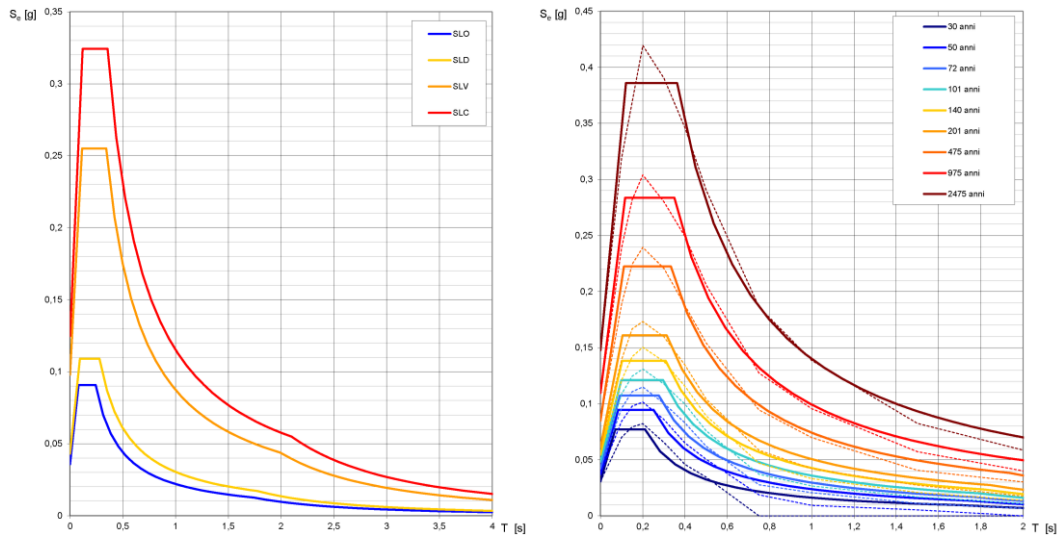


Grafico 6.1: Spettri di risposta elastici per i quattro stati limite (città di Padova)

Grafico 6.2: Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno (con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri di progetto)

(Tabella e Grafici ricavati con il programma Spettri NTC, versione 1.0.3)

L'azione sismica può essere perciò valutata considerando e definendo⁷:

- Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_C = C_C \cdot T_C^*$
- Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro: $T_B = T_C / 3$
- Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro:

$$T_D = 4a_g / g + 1,6$$
- Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$,
essendo $C_1 = 0,05$ (edificio in muratura) e H l'altezza totale dell'edificio.

È possibile scomporre nelle tre direzioni (due orizzontali ortogonali tra loro e una verticale) il moto sismico di ciascuno dei punti del suolo al di sotto della fondazione. Ogni componente dell'azione sismica può essere rappresentata tramite l'accelerazione massima attesa in superficie, mediante lo spettro di risposta oppure tramite gli accelerogrammi (storie temporali dell'accelerazione).

⁷ NTC2008 – capp. 3.2.3 e 7.3.5

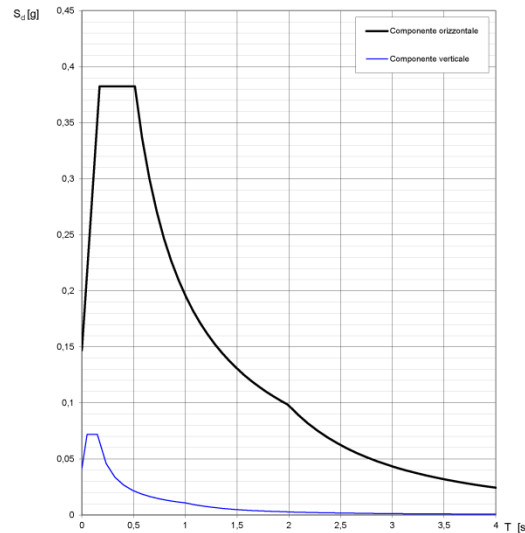


Grafico 6.3: Spettro di risposta (componenti verticale e orizzontale) per lo stato limite SLV (Grafico ricavato con il programma Spettri NTC, versione 1.0.3)

Per gli edifici esistenti in muratura ordinaria, valutate con analisi di tipo lineare, è necessario definire il valore del fattore di struttura q , pari a:

$$q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1 \quad \text{edifici regolari in elevazione}$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 \quad \text{negli altri casi}$$

con α_u / α_1 calcolato tramite l'analisi statica non lineare. In assenza di valutazioni dettagliate, può essere assunto pari a 1,5.

Nel caso di edifici irregolari in elevazione risulta quindi: $q = 2,25$; la normativa consente comunque, a favore di sicurezza, di assumere q pari a 2.

Il fattore di smorzamento viscoso η , per ξ , coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale, uguale al 5%, è assunto unitario. Tale fattore altera lo spettro elastico qualora ξ venga assunto diverso dal 5%, il quale a sua volta viene valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione. La norma fornisce per la determinazione di η la seguente espressione⁸:

$$\eta = [10 / (5 + \xi)]^{1/2} \geq 0,55.$$

6.4 Combinazione delle azioni

Allo scopo di verificare gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica, si definisce la seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$

$G_{k,r}$ $Q_{k,j}$ valori caratteristici dei carichi;

⁸ NTC2008 – eq. 3.2.6

Ψ_{0j} , Ψ_{1j} , Ψ_{2j} coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

La tabella fornisce i valori dei coefficienti di combinazione:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso >30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 6.8: Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I - NTC2008)

Nel caso studio, avendo come categorie B, C, H e neve a quota ≤ 1000 m s.l.m., sono stati adoperati, quali coefficienti di combinazione: $\Psi_{2j}=0,3$ (cat. B), $\Psi_{2j}=0,6$ (cat. C), $\Psi_{2j}=0,0$ (cat. H) e $\Psi_{2j}=0,0$ (cat. neve a quota ≤ 1000 m s.l.m.).

6.5 Metodi di analisi

6.5.1 Procedura automatica per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in muratura:

Vulnus

Caratteristiche del programma

Vulnus consente l'analisi di vulnerabilità degli edifici in muratura tramite la valutazione di due differenti comportamenti a rottura: la rottura a taglio delle pareti, generalmente quelle situate al piano terra o al piano con maggiori forature, e la formazione di meccanismi di collasso, che possono interessare tutta l'altezza della parete o solo porzioni, nelle pareti perimetrali. Il primo comportamento prevale negli edifici caratterizzati da murature di buona qualità e in cui siano presenti solai sufficientemente rigidi e buoni ammorsamenti tra pareti ortogonali; il secondo comportamento invece risulta prevalente in edifici con murature scadenti e scarsamente confinate. L'analisi del singolo edificio è poi complicata dalla presenza di edifici circostanti, in particolare, se inserito all'interno di un aggregato storico, si dovrà tenere conto delle interazioni reciproche che si sviluppano tra edifici adiacenti di diverse caratteristiche. Tutte queste considerazioni confluiscono nell'elaborazione da parte del programma di tre indici:

- I1 – parametro adimensionale (assume significato di rapporto tra accelerazione media delle masse e accelerazione di gravità) dà una stima della resistenza a taglio dell'edificio valutando, nelle due direzioni principali, il rapporto tra la somma delle resistenze a taglio delle pareti parallele alla direzione considerata e il peso dell'edificio. Tale valore poi può essere corretto per tener conto di irregolarità in pianta e in elevazione che influiscono sul comportamento della struttura.
- I2 – parametro adimensionale (dato dal rapporto tra accelerazione media di attivazione dei meccanismi fuori piano e l'accelerazione di gravità) che valuta la resistenza limite dei vari pannelli murari al manifestarsi di vari cinatismi, tenendo anche conto di contributi esterni quali, ad esempio, forze di contenimento sviluppate dai solai o dalla presenza di tiranti.
- I3 – parametro di tipo empirico che serve a tenere conto di informazioni di tipo qualitativo non considerate nell'elaborazione dei due indici precedenti. I fattori presi in esame sono ricavati dalla scheda G.N.D.T. di II livello, per ognuno di essi è dato un giudizio che esprime il rispetto, o meno, del parametro e uno sulla qualità delle informazioni sulle quali si è formulato tale giudizio. Sulla base di ciò viene assegnato un punteggio che può variare tra 0 (edificio costruito a regola d'arte o in accordo con le normative antisismiche) e 1.

Il programma elabora i tre indici rapportandoli ai valori di accelerazione sismica attesi per il luogo e fornisce un giudizio di vulnerabilità sismica che può riferirsi sia all'intero aggregato che alle singole unità strutturali che lo compongono; è possibile inoltre valutare i livelli attesi di danno, per vari tipi di eventi sismici, attraverso la creazione di curve di fragilità che vanno a rapportarsi con la scala macrosismica EMS98.

Applicazione della metodologia *Vulnus* all'aggregato oggetto di studio

Essendo *Vulnus* un programma volto all'elaborazione di un giudizio di vulnerabilità riferito non solo alle singole unità strutturali ma anche all'intero aggregato, sotto forma di analisi statistica, si è ritenuto più opportuno analizzare e riportare i risultati relativi a tutti e quattro i corpi in muratura componenti il complesso e non solo i due oggetto della presente tesi. Per le

ipotesi effettuate sulle strutture e sui carichi degli altri due corpi si rimanda al complementare lavoro di tesi eseguito da Elisa Tiberi⁹.

Dati dell'azione sismica

L'azione sismica è stata calcolata sulla base delle NTC2008, come visto in precedenza al cap. 1.1 sono stati così ottenuti come valore di a/g :

- 0,1914 (SLV - NTC2008)

Sulla base delle informazioni rinvenute nel Database Macrosismico Italiano è stata valutata anche l'intensità dei tre sismi storici più violenti registrati per la città di Padova¹⁰:

Epicentro	Data	Intensità macrosismica rilevata a Padova	Valore corrispondente dell'accelerazione orizzontale (a/g)
Veronese	03-01-1117	8	0,1047
Carinzia	25-01-1348	7	0,0573
Asolano	25-02-1695	7	0,0573

Tabella 6.9: Intensità macrosismica e valori dell'accelerazione orizzontale registrati in sismici storici

Osservando le date è possibile vedere che solo l'ultimo dei tre eventi è avvenuto nell'arco della vita del palazzo Cavalli.

Individuazione unità strutturali

Sulla base delle informazioni storiche riguardanti l'evoluzione dell'aggregato sono state individuate cinque unità strutturali (come dettagliatamente descritto nel capitolo 2). Per quattro di esse è possibile procedere all'analisi di vulnerabilità con la metodologia Vulnus.

⁹ E. Tiberi, *Indagini conoscitive e analisi di vulnerabilità sismica del Complesso Cavalli: Palazzo Cavalli e Museo di Paleontologia e Mineralogia*, tesi di laurea, relatore prof. M. R. Valluzzi, Anno Accademico 2013-2014

¹⁰ La corrispondenza tra accelerazione orizzontale e intensità macrosismica è stata ottenuta sulla base dell'equazione: $\ln\left(\frac{a}{g}\right) = 0,602I_s - 7,073$ (Guagenti, Petrini 1989).

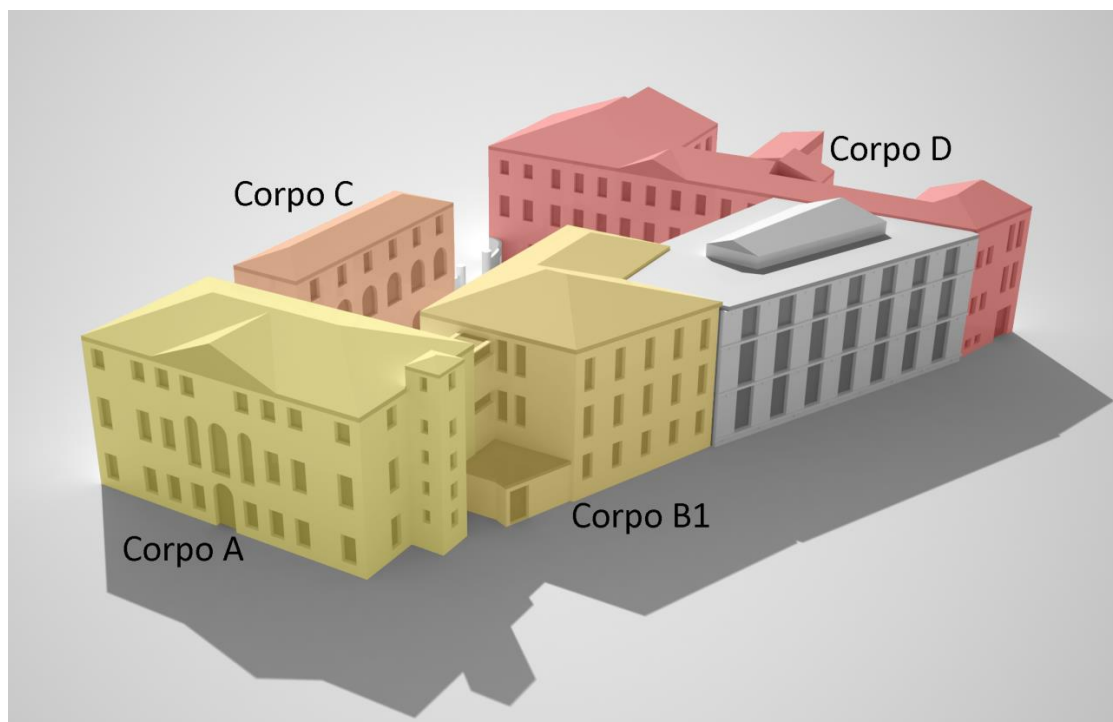


Figura 6.7: Suddivisione in U.S.

Corpo A

Nel programma sono state inserite le seguenti caratteristiche dell'edificio:

CORPO A	
Materiali pareti	Mattoni ¹¹
Stato di conservazione	Mediocre
N° piani edificio	3
Tipologia solai	Pesante (6,0 kN/m ²)
Regolarità pianta edificio	Regolare
Altezza edificio (cm)	1400
Superficie in pianta dell'edificio (m ²)	487,26
Orditura solai	Entrambe le direzioni
Regolarità impalcati	Sovrappeso al piano ()
Piano con irregolarità	1
N° incatenamenti prospetto asse X	0
Lunghezza prospetto asse X (cm)	1473
N° incatenamenti prospetto asse Y	0
Lunghezza prospetto asse Y (cm)	2770
Coefficiente d'attrito solaio pareti dir. X (kN/m)	0
Coefficiente d'attrito solaio pareti dir. Y (kN/m)	0
N° cordoli perimetrali	0
Coeff. di compenetrazione cordoli	1

¹¹ Per il materiale "Mattoni" sono stati utilizzati i seguenti valori: resistenza a compressione pari a 0,889 MPa, resistenza a trazione pari a 0,022 MPa e densità specifica pari a 1800 kg/m³.

Per le pareti sono stati inseriti i seguenti dati:

Indice parete	Direzione in gradi	N° setto	Nodo iniziale	Nodo finale	Spessore setto p.t. (cm)	Lunghezza setto (cm)	Lunghezza totale fori (cm)	Caratteristiche spalle esterne	Spessore setto ultimo piano (cm)	N° piani edificio contiguo
1	-89	1	1	2	47	718	280	Spalle regolamentari	33	0
		2	2	3	44	1326	770	Spalle regolamentari	44	0
		3	3	4	47	726	280	Spalle regolamentari	33	0
2	0	1	4	5	47	595	125	Spalle regolamentari	30	0
		2	5	6	47	142	86	Spalle non regolamentari	30	-1
		3	6	7	47	134	85	Non identificate	30	-1
		4	7	8	45	375	121	Spalle regolamentari	30	0
		5	8	9	45	229	130	Spalle regolamentari	30	1
3	89	1	9	10	44	293	132	Spalle regolamentari	37	-1
		2	10	11	44	67	0	Spalle regolamentari	37	-1
		3	11	12	44	684	250	Spalle regolamentari	43	0
		4	12	13	44	683	460	Spalle non regolamentari	30	0
		5	13	14	44	690	250	Spalle regolamentari	30	0
		6	14	15	44	117	0	Spalle regolamentari	30	0
		7	15	16	44	247	170	Spalle non regolamentari	30	2
4	180	1	16	17	43	737	125	Spalle regolamentari	30	0
		2	17	1	43	735	125	Spalle regolamentari	30	0
5	-89	1	17	18	30	358	0	Spalle regolamentari	29	-1
		2	18	19	31	370	130	Spalle regolamentari	27	-1
		3	19	20	33	323	0	Spalle regolamentari	30	-1
6	-1	1	2	19	33	737	130	Spalle regolamentari	22	-1
7	180	1	15	18	30	736	130	Spalle regolamentari	30	-1
8	180	1	13	20	33	735	130	Spalle regolamentari	30	-1
9	-90	1	21	22	32	320	0	Spalle regolamentari	26	-1
		2	22	23	32	362	0	Spalle regolamentari	24	-1
		3	23	6	38	360	0	Spalle regolamentari	30	-1
10	180	1	12	21	40	735	173	Spalle regolamentari	31	-1
11	0	1	3	22	32	738	130	Spalle regolamentari	22	-1
12	180	1	11	23	34	736	130	Spalla iniz. non regolamentare	30	-1
13	-90	1	5	24	40	310	70	Spalle regolamentari	40	0
14	0	1	24	25	34	276	70	Spalle regolamentari	34	0
15	180	1	25	7	38	312	0	Spalle regolamentari	38	0

Calcolo degli indici

Dal calcolo degli indici risulta:

- I1 direzione X = 0,084
- I1 direzione Y = 0,074

Per l'indice I1 è stato calcolato, in entrambe le direzioni, l'indicatore di rischio sismico α_u ¹²:

- α_u direzione X = 0,439
- α_u direzione Y = 0,387

La direzione Y è quella con la minore resistenza a taglio.

Parete	Setto	I2 minimo	I2' minimo	I2'' minimo
4	1	0,059	0,023	0,036
Parete	Setto	I2 massimo	I2' massimo	I2'' massimo
3	6	0,679	0,024	0,656

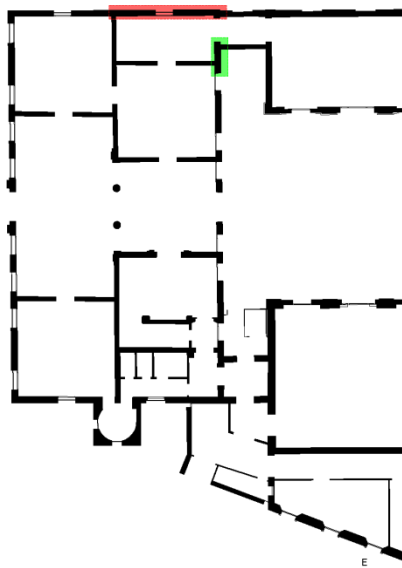


Figura 6.8: Pianta del corpo A – In rosso il setto con l'indice I2 minimo e in verde quello con l'indice massimo

Il valore medio dell'indice I2 per il corpo A è 0,127.

Per il calcolo dell'indice I3 sono stati usati i seguenti parametri, derivanti dalla compilazione della scheda G.N.D.T. di secondo livello:

	Classe dell'informazione	Qualità dell'informazione
Tipo ed organizzazione del sistema resistente	C	M
Qualità del sistema resistente	A	M
Resistenza convenzionale	C	E

	Classe dell'informazione	Qualità dell'informazione
Configurazione in elevazione	A	E
Distanza massima tra le murature	B	E
Copertura	C	B

¹² L'indicatore di rischio sismico α_u è dato dal rapporto tra l'accelerazione corrispondente alla capacità ultima dell'edificio (in questo caso data dall'indice I1) e l'accelerazione attesa nel sito presa in esame (in questo caso quella relativa allo S.L.V.): $\alpha_u = \frac{q I_1}{a_g F_0 S}$

Posizione edificio e fondazioni	A	E
Orizzontamenti	D	E
Configurazione planimetrica	C	E

Elementi non strutturali	C	B
Stato di fatto	A	M

I valori ottenuti per l'indice I3 sono:

	I3	I GNDT	I GNDT Norm
Corpo A	0,31746	176,25	0,460784316

Corpo B₁

Nel programma sono state inserite le seguenti caratteristiche dell'edificio:

CORPO B₁	
Materiali pareti	Mattoni
Stato di conservazione	Mediocre
N° piani edificio	3
Tipologia solai	Pesante (6,0 kN/m ²)
Regolarità pianta edificio	Irregolare
Altezza edificio (cm)	1364
Superficie in pianta dell'edificio (m ²)	385,9
Orditura solai	Entrambe le direzioni
Regolarità impalcati	Regolare
Piano con irregolarità	/
N° incatenamenti prospetto asse X	0
Lunghezza prospetto asse X (cm)	2454
N° incatenamenti prospetto asse Y	0
Lunghezza prospetto asse Y (cm)	2019
Coefficiente d'attrito solaio pareti dir. X (kN/m)	0,6
Coefficiente d'attrito solaio pareti dir. Y (kN/m)	0,6
N° cordoli perimetrali	2
Coeff. di penetrazione cordoli	0,5

Per le pareti sono stati inseriti i seguenti dati:

Indice parete	Direzione in gradi	N° setto	Nodo iniziale	Nodo finale	Spessore setto p.t. (cm)	Lunghezza setto (cm)	Lunghezza totale fori (cm)	Caratteristiche spalle esterne	Spessore setto ultimo piano (cm)	N° piani edificio contiguo
1	-90	1	1	2	56	387	0	Spalle regolamentari	34	0
		2	2	3	54	303	0	Spalle regolamentari	36	-1
		3	3	4	57	362	155	Spalle regolamentari	33	1
		4	4	5	45	399	220	Spalla iniz. non regolamentare	45	1
2	-21	1	5	6	58	1588	730	Spalle regolamentari	31	0
3	90	1	6	7	46	967	181	Spalla finale non regolamentare	32	-1
4	0	1	4	12	43	1231	0	Spalle regolamentari	30	-1

		2	12	7	43	261	150	Spalla finale non regolamentare	28	-1
		3	7	8	46	922	0	Spalle regolamentari	29	-1
5	81	1	8	9	70	255	0	Spalle regolamentari	32	-1
6	90	1	9	10	58	802	270	Spalle regolamentari	29	0
7	180	1	10	11	61	1225	510	Spalle regolamentari	33	0
		2	11	1	62	1229	510	Spalle regolamentari	31	0
8	-90	1	11	12	60	1052	0	Spalle regolamentari	15	-1

Calcolo degli indici

Dal calcolo degli indici risulta:

- I1 direzione X = 0,090
- I1 direzione Y = 0,080

Per l'indice I1 è stato calcolato, in entrambe le direzioni, l'indicatore di rischio sismico α_u :

- α_u direzione X = 0,470
- α_u direzione Y = 0,418

La direzione Y è quella con la minore resistenza a taglio.

Parete	Setto	I2 minimo	I2' minimo	I2'' minimo
2	1	0,095	0,082	0,013
Parete	Setto	I2 massimo	I2' massimo	I2'' massimo
1	3	0,342	0,087	0,255

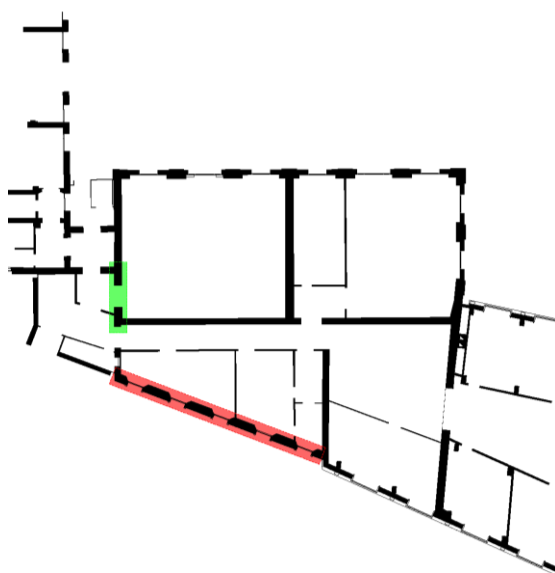


Figura 6.9: Pianta del corpo B₁ – In rosso il setto con l'indice I2 minimo e in verde quello con l'indice massimo

Il valore medio dell'indice I2 per il corpo B₁ è 0,148.

Per il calcolo dell'indice I3 sono stati usati i seguenti parametri, derivanti dalla compilazione della scheda G.N.D.T. di secondo livello:

	Classe dell'informazione	Qualità dell'informazione
Tipo ed organizzazione del sistema resistente	B	M
Qualità del sistema resistente	A	M
Resistenza convenzionale	C	E
Posizione edificio e fondazioni	A	E
Orizzontamenti	B	B
Configurazione planimetrica	D	E

	Classe dell'informazione	Qualità dell'informazione
Configurazione in elevazione	A	E
Distanza massima tra le murature	D	E
Copertura	B	M
Elementi non strutturali	B	E
Stato di fatto	A	M

I valori ottenuti per l'indice I3 sono:

	I3	I GNDT	I GNDT Norm
Corpo B1	0,132275	127,5	0,333333343

Corpo C

Nel programma sono state inserite le seguenti caratteristiche dell'edificio:

CORPO C	
Materiali pareti	Mattoni
Stato di conservazione	Mediocre
N° piani edificio	3
Tipologia solai	Pesante (6,0 kN/m ²)
Regolarità pianta edificio	Regolare
Altezza edificio (cm)	1343
Superficie in pianta dell'edificio (m ²)	186,83
Orditura solai	Direzione prevalente Y
Regolarità impalcati	Regolare
Piano con irregolarità	/
N° incatenamenti prospetto asse X	0
Lunghezza prospetto asse X (cm)	2467
N° incatenamenti prospetto asse Y	0
Lunghezza prospetto asse Y (cm)	694
Coefficiente d'attrito solaio pareti dir. X (kN/m)	0,6
Coefficiente d'attrito solaio pareti dir. Y (kN/m)	0,6
N° cordoli perimetrali	2
Coeff. di penetrazione cordoli	0,5

Per le pareti sono stati inseriti i seguenti dati:

Indice parete	Direzione in gradi	N° setto	Nodo iniziale	Nodo finale	Spessore setto p.t. (cm)	Lunghezza setto (cm)	Lunghezza totale fori (cm)	Caratteristiche spalle esterne	Spessore setto ultimo piano (cm)	N° piani edificio contiguo
1	-90	1	1	2	42	238	169	Spalla iniz. non regolamentare	42	2
		2	2	3	42	457	0	Spalle regolamentari	42	0
2	0	1	3	4	42	2470	1024	Spalle regolamentari	42	0
3	90	1	4	5	45	694	0	Spalle regolamentari	45	0
4	180	1	5	1	48	2467	0	Spalle regolamentari	45	0

Calcolo degli indici

Dal calcolo degli indici risulta:

- I1 direzione X = 0,137
- I1 direzione Y = 0,040

Per l'indice I1 è stato calcolato, in entrambe le direzioni, l'indicatore di rischio sismico α_u :

- α_u direzione X = 0,716
- α_u direzione Y = 0,209

La direzione Y è quella con la minore resistenza a taglio.

Parete	Setto	I2 minimo	I2' minimo	I2'' minimo
2	1	0,120	0,113	0,007
Parete	Setto	I2 massimo	I2' massimo	I2'' massimo
1	2	0,189	0,113	0,077

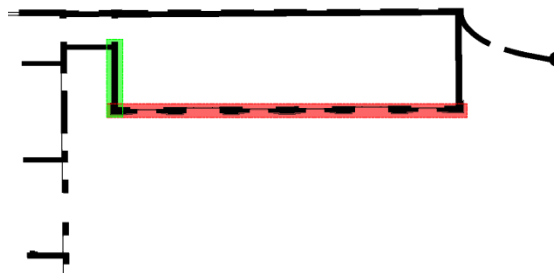


Figura 6.10: Pianta del corpo C – In rosso il setto con l'indice I2 minimo e in verde quello con l'indice massimo

Il valore medio dell'indice I2 per il corpo C è 0,123.

Per il calcolo dell'indice I3 sono stati usati i seguenti parametri, derivanti dalla compilazione della scheda G.N.D.T. di secondo livello:

	Classe dell'informazione	Qualità dell'informazione
Tipo ed organizzazione del sistema resistente	B	M
Qualità del sistema resistente	A	M
Resistenza convenzionale	D	E
Posizione edificio e fondazioni	A	E
Orizzontamenti	A	B
Configurazione planimetrica	D	E

	Classe dell'informazione	Qualità dell'informazione
Configurazione in elevazione	A	E
Distanza massima tra le murature	D	E
Copertura	B	M
Elementi non strutturali	B	E
Stato di fatto	A	M

I valori ottenuti per l'indice I3 sono:

	I3	I GNDT	I GNDT Norm
Corpo C	0,079365	135	0,352941185

Corpo D

Nel programma sono state inserite le seguenti caratteristiche dell'edificio:

CORPO D	
Materiali pareti	Mattoni
Stato di conservazione	Mediocre
N° piani edificio	3
Tipologia solai	Pesante (6,0 kN/m ²)
Regolarità pianta edificio	Irregolare
Altezza edificio (cm)	1390
Superficie in pianta dell'edificio (m ²)	778,57
Orditura solai	Entrambe le direzioni
Regolarità impalcati	Non identificata
Piano con irregolarità	/
N° incatenamenti prospetto asse X	0
Lunghezza prospetto asse X (cm)	2192
N° incatenamenti prospetto asse Y	0
Lunghezza prospetto asse Y (cm)	5528
Coefficiente d'attrito solaio pareti dir. X (kN/m)	0,6
Coefficiente d'attrito solaio pareti dir. Y (kN/m)	0,6
N° cordoli perimetrali	2
Coeff. di penetrazione cordoli	1

Per le pareti sono stati inseriti i seguenti dati:

Indice parete	Direzione in gradi	N° setto	Nodo iniziale	Nodo finale	Spessore setto p.t. (cm)	Lunghezza setto (cm)	Lunghezza totale fori (cm)	Caratteristiche spalle esterne	Spessore setto ultimo piano (cm)	N° piani edificio contiguo
1	-88	1	1	2	41	466	0	Spalle regolamentari	41	0
		2	2	3	41	271	140	Spalla iniz. non regolamentare	39	0
		3	3	4	41	264	125	Spalla iniz. non regolamentare	31	0
		4	4	5	42	884	375	Spalle regolamentari	38	0
		5	5	6	45	597	305	Spalla iniz. non regolamentare	37	0
		6	6	7	40	763	215	Spalla finale non regolamentare	31	0
		7	7	8	38	1173	35	Spalla iniz. non regolamentare	33	-1
		8	8	9	34	539	0	Spalle regolamentari	28	-1
		9	9	10	30	539	160	Spalla iniz. non regolamentare	27	-1
2	-16	1	10	11	31	1058	395	Spalla finale non regolamentare	31	0
3	88	1	11	12	30	1031	0	Spalle regolamentari	30	0
4	177	1	12	13	33	467	260	Spalle regolamentari	30	0
5	90	1	13	14	31	209	100	Spalle regolamentari	31	0
		2	14	15	31	837	440	Spalle regolamentari	29	0
		3	43	13	31	324	98	Spalle regolamentari	30	-1
		4	15	42	30	249	140	Spalle non regolamentari	27	-1
		5	42	39	28	235	0	Spalle regolamentari	28	-1
		6	39	38	35	746	139	Spalla iniz. non regolamentare	12	-1
		7	38	37	25	599	139	Spalle regolamentari	12	-1
		8	37	34	25	887	260	Spalle regolamentari	25	-1
		9	31	30	41	467	132	Spalle regolamentari	25	-1
		10	33	31	30	274	205	Spalla finale non regolamentare	30	-1
		11	34	33	30	259	0	Spalle regolamentari	30	-1
6	3	1	15	16	33	511	250	Spalla finale non regolamentare	27	0
7	-3	1	18	19	43	1083	0	Spalle regolamentari	22	0
		2	7	39	68	587	243	Spalla finale non regolamentare	24	-1
		3	39	40	40	161	0	Spalle regolamentari	24	-1
		4	40	41	42	256	177	Spalle non regolamentari	1	-1
		5	41	18	43	111	0	Spalle regolamentari	36	-1
8	93	1	19	20	43	472	0	Spalle regolamentari	22	0
9	-177	1	20	21	42	1182	600	Spalle regolamentari	37	0
10	91	1	21	22	42	266	150	Spalla finale non regolamentare	30	0
		2	22	23	44	600	300	Spalle regolamentari	30	0
		3	41	21	42	474	258	Spalle regolamentari	32	-1

		4	23	36	44	887	260	Spalle regolamentari	31	-1
		5	32	29	28	468	126	Spalla finale non regolamentare	26	-1
		6	36	32	33	530	412	Spalle non regolamentari	33	-1
		7	16	17	28	254	0	Spalle regolamentari	18	0
		8	17	41	25	231	0	Spalle regolamentari	21	0
11	2	1	23	24	44	1158	600	Spalle regolamentari	44	0
		2	5	37	44	751	142	Spalla finale non regolamentare	26	0
		3	37	23	44	254	170	Spalle non regolamentari	43	-1
12	93	1	24	25	40	891	0	Spalle regolamentari	25	-1
13	-178	1	25	26	49	615	0	Spalle regolamentari	42	-1
		2	26	36	49	518	0	Spalle regolamentari	37	-1
		3	36	35	44	252	140	Spalle regolamentari	42	-1
		4	35	34	44	203	0	Spalle regolamentari	30	-1
		5	34	4	44	550	0	Spalle regolamentari	30	-1
14	92	1	26	27	45	527	97	Spalla finale non regolamentare	30	-1
		2	27	28	30	468	0	Spalla iniz. non regolamentare	24	-1
15	-178	1	28	29	42	530	135	Spalle regolamentari	40	0
		2	29	30	42	523	220	Spalle regolamentari	38	0
		3	30	1	42	528	135	Spalle regolamentari	38	0
16	2	1	2	31	43	538	110	Spalle regolamentari	30	-1
		2	31	32	43	454	346	Spalle non regolamentari	30	-1
		3	32	27	43	524	199	Spalle non regolamentari	30	-1
17	2	1	3	33	31	544	170	Spalle regolamentari	5	-1
18	2	1	6	38	44	749	0	Spalle regolamentari	24	-1
		2	38	22	42	255	175	Spalle non regolamentari	15	-1
19	4	1	42	17	27	520	250	Spalla iniz. non regolamentare	26	-1
20	-11	1	8	14	33	598	0	Spalle regolamentari	33	-1
21	-11	1	9	43	32	598	275	Spalle non regolamentari	31	-1

Calcolo degli indici

Dal calcolo degli indici risulta:

- I1 direzione X = 0,081
- I1 direzione Y = 0,083

Per l'indice I1 è stato calcolato, in entrambe le direzioni, l'indicatore di rischio sismico α_u :

- α_u direzione X = 0,423
- α_u direzione Y = 0,434

La direzione X è quella con la minore resistenza a taglio.

Parete	Setto	I2 minimo	I2' minimo	I2'' minimo
7	1	0,103	0,057	0,046
Parete	Setto	I2 massimo	I2' massimo	I2'' massimo
5	1	0,578	0,080	0,498



Figura 6.11: Pianta del corpo D – In rosso il setto con l'indice I2 minimo e in verde quello con l'indice massimo

Il valore medio dell'indice I2 per il corpo D è 0,214.

Per il calcolo dell'indice I3 sono stati usati i seguenti parametri, derivanti dalla compilazione della scheda G.N.D.T. di secondo livello:

	Classe dell'informazione	Qualità dell'informazione
Tipo ed organizzazione del sistema resistente	B	B
Qualità del sistema resistente	A	M
Resistenza convenzionale	B	E
Posizione edificio e fondazioni	A	E
Orizzontamenti	A	B

	Classe dell'informazione	Qualità dell'informazione
Configurazione in elevazione	A	E
Distanza massima tra le murature	D	E
Copertura	D	E
Elementi non strutturali	A	E
Stato di fatto	A	M

Configurazione planimetrica	D	E
-----------------------------	---	---

I valori ottenuti per l'indice I3 sono:

	I3	I GNDT	I GNDT Norm
Corpo D	0,15873	116,25	0,30392158

Analisi statistica

Dopo aver calcolato gli indici I1 e I2 per i singoli edifici, Vulnus consente di elaborare un'analisi statistica di tali indici riferita all'intero campione di edifici.

Edificio	I1	α_u	I2	I1/I2	Densità specifica Eq. (kg/ m ³)	Volume (m ³)	Peso
Corpo A	0,073	0,387	0,058	1,252	3188	6822	2343
Corpo B1	0,079	0,418	0,094	0,844	2895	5254	1762
Corpo C	0,039	0,209	0,119	0,332	2828	2509	1024
Corpo D	0,081	0,423	0,102	0,792	2812	10822	4011

Tabella 6.10: Analisi statistica riferita al campione di edifici

Partendo da una serie di dati base (Tabella 6.10) si possono ottenere informazioni quali i valori massimo e minimo dei due indici, lo scarto quadratico medio e il coefficiente di variazione.

	I1	I2
Valore Max	0,081 (Corpo D)	0,120 (Corpo C)
Valore Min	0,040 (Corpo C)	0,059 (Corpo A)
Valore medio	0,069	0,094
Valore medio pesato (rif. vol.)	0,075	0,091
s.q.m.	0,017	0,022
Coeff. di variazione (%)	24,607	23,574

Tabella 6.11: Calcolo di I1 e I2

Come visibile anche dal Grafico 6.4 per quasi tutti gli edifici analizzati l'indice I1 è quello con il valore minore, ciò va ad indicare una maggiore vulnerabilità degli edifici alle azioni nel piano. Il corpo A è l'unico ad essere più vulnerabile alle azioni fuori piano, risultato favorito dall'assenza di presidi antisismici e che trova riscontro anche dalle osservazioni su altri edifici storici; i corpi B₁, C e D, essendo più recenti, sono dotati di solai con cordolo il che consente loro di avere una maggiore resistenza alle azioni fuori piano. Il corpo C risulta molto vulnerabile all'indice I1, nonostante abbia avuto una genesi e un'evoluzione simile al corpo B₁, probabilmente la differenza è da ricercarsi nella diversa configurazione planimetrica. Tale corpo infatti ha una forma molto allungata e risulta privo di pareti interne: questi elementi lo rendono più vulnerabile alle azioni di taglio nel piano.

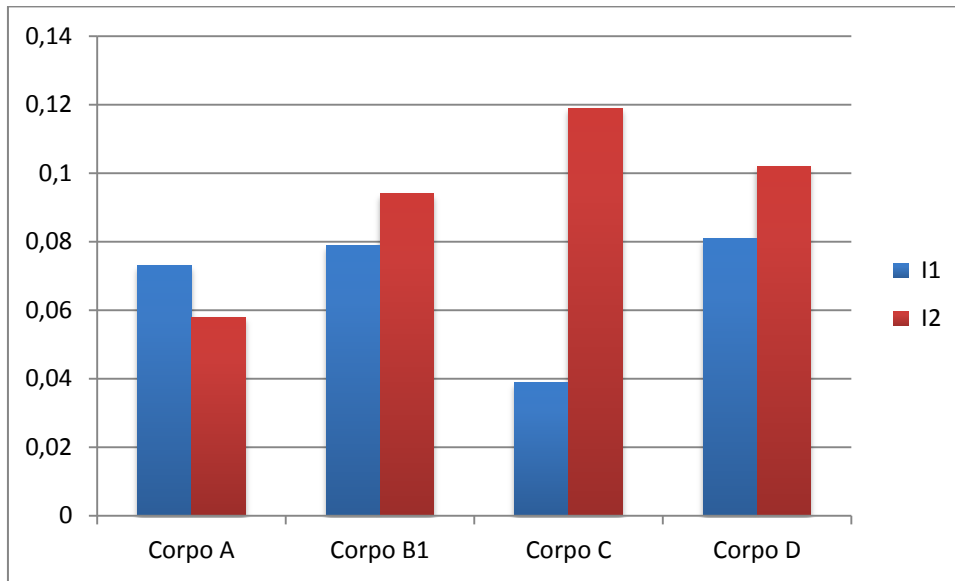


Grafico 6.4: Valori di I1 e I2 per i diversi corpi analizzati

In questa prima fase di analisi Vulnus consente già di operare un'analisi probabilistica relativa alla percentuale di edifici che sopravvive o crolla, a causa del superamento di I1, I2 o entrambi, conseguentemente dell'applicazione di una data accelerazione. Dai dati si vede come la probabilità di sopravvivenza sia nulla allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, il crollo si ha per il superamento di entrambi gli indici in tutti gli edifici. Anche per i valori di accelerazione del sisma del 1117, nonostante sia di intensità minore rispetto ai valori forniti da normativa, si ha il crollo di tutti gli edifici, in questo caso però non per tutti avviene il superamento di entrambi gli indici. Infine per valori di accelerazioni relativi ad un sisma di intensità macrosismica 7 (sismi del 1348 e del 1695), si ha la sopravvivenza di quasi tutti gli edifici (tranne il corpo C), tale dato trova riscontro anche dai dati storici in quanto palazzo Cavalli è sicuramente sopravvissuto al sisma del 1695 giungendo sino ai giorni nostri.

Probabilità di	Sopravvivenza $I1 > a/g; I2 > a/g$	Crollo per I1 $I1 < a/g; I2 > a/g$	Crollo per I2 $I1 > a/g; I2 < a/g$	Crollo per I1, I2 $I1 < a/g; I2 < a/g$
$a/g = 0,1914$	0%	0%	0%	100%
$a/g = 0,1047$	0%	25%	0%	75%
$a/g = 0,0573$	75%	25%	0%	0%

Tabella 6.12: Calcolo della sopravvivenza e crollo in percentuale al variare di a/g

Vulnerabilità dei singoli edifici

Sulla base dei valori calcolati per ogni edificio dell'indice I3 il programma esegue l'analisi di vulnerabilità delle singole unità strutturali, rispetto ai valori dell'accelerazione presi in esame. Vengono così forniti cinque giudizi di vulnerabilità formulati sulla base del danno atteso¹³.

Edificio	Giudizio di vulnerabilità		
	$a/g = 0,1914$	$a/g = 0,1047$	$a/g = 0,0573$
Corpo A	MOLTO GRANDE	MOLTO GRANDE	MEDIA
Corpo B ₁	MOLTO GRANDE	MOLTO GRANDE	MEDIA
Corpo C	MOLTO GRANDE	MOLTO GRANDE	MEDIA
Corpo D	MOLTO GRANDE	MOLTO GRANDE	MEDIA

Tabella 6.13: Giudizio di vulnerabilità al variare di a/g per i diversi corpi dell'edificio

Come è visibile anche nella rappresentazione grafica sottostante tutti i corpi risultano molto vulnerabili sia alle sollecitazioni previste allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita che a quelle relative al sisma storico del 1117. Per le accelerazioni relative ai sismi del 1348 e 1695, invece, la vulnerabilità è media per tutti gli edifici. Dai risultati emerge un comportamento abbastanza simile tra i corpi del complesso, anche se in base ai risultati precedentemente ottenuti è possibile ipotizzare che i corpi A e C, data la loro minore resistenza, rispettivamente, alle azioni fuori piano e alle azioni nel piano, siano i più vulnerabili del gruppo.

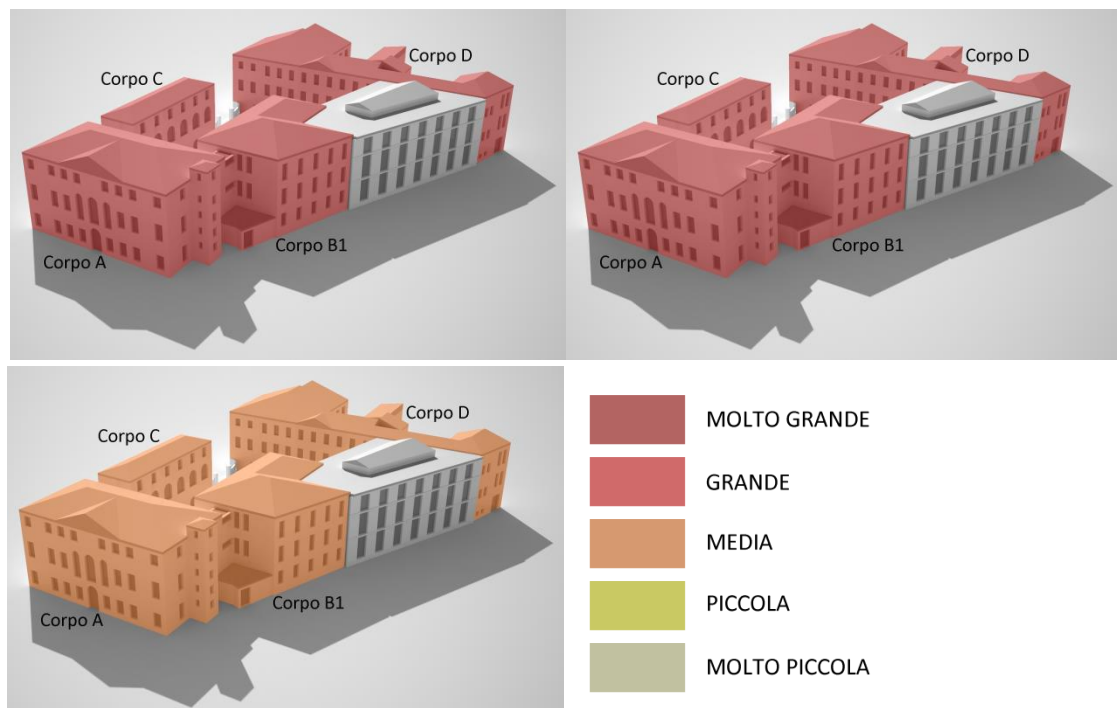


Figura 6.12: I giudizi di vulnerabilità attribuiti ai vari corpi. In alto a sinistra in riferimento ad una $a/g = 0,1914$, in alto a destra ad una $a/g = 0,1047$ e in basso a sinistra ad una $a/g = 0,0573$

¹³ MOLTO GRANDE (crolli), GRANDE (attivazione dei meccanismi fuori piano), MEDIA (lesioni diffuse), PICCOLA (lesioni isolate), MOLTO PICCOLA (lesioni irrilevanti).

Vulnerabilità di gruppo

Oltre alla vulnerabilità dei singoli edifici Vulnus permette di calcolare anche quella riferita all'intero gruppo. La vulnerabilità di gruppo è espressa da una funzione di appartenenza V_g , valutata per valori discreti su scala che va da 0 a 100, con passo 10%: si indica quindi la probabilità che il gruppo ha di appartenere ad un certo valore della scala di vulnerabilità. L'analisi può essere svolta sia rispetto agli edifici che rispetto ai volumi: in quest'ultimo caso si tiene conto del volume degli edifici, fattore che diviene importante se si hanno grandi differenze di dimensioni tra i vari corpi dell'aggregato.

Come osservabile dalle due tabelle successive, Tabella 6.14 e Tabella 6.15, la valutazione della vulnerabilità non varia seguendo l'una o l'altra delle due procedure.

Grado appartenenza alla vulnerabilità riferita agli edifici												
a/g	V _g											CLASSE
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
0,1914	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	MOLTO GRANDE
0,1047	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	MEDIA
0,0573	1	1	0,555	0,555	0,555	0,555	0,555	0	0	0	0	MEDIA

Tabella 6.14: Grado di appartenenza alla vulnerabilità riferita agli edifici al variare di a/g

Grado appartenenza alla vulnerabilità riferita ai volumi												
a/g	V _g											CLASSE
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
0,1914	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	MOLTO GRANDE
0,1047	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	MEDIA
0,0573	1	1	0,555	0,555	0,555	0,555	0,555	0	0	0	0	MEDIA

Tabella 6.15: Grado di appartenenza alla vulnerabilità riferita ai volumi al variare di a/g

Frequenze attese di danno

Vulnus consente anche di valutare la vulnerabilità degli edifici calcolando i valori attesi di danno grave $E[V_g]$ al variare dell'accelerazione, espressa come rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo e l'accelerazione di gravità, PGA/g . Vengono così create delle curve di fragilità rappresentanti i limiti superiore, inferiore e la loro media, che permettono di stimare il valore atteso di frequenza di danno grave; inoltre valutando la distanza tra le curve limite superiore e inferiore è possibile avere un'idea sull'incertezza del valore ottenuto.

Nel seguente grafico (Grafico 6.5) è possibile vedere le tre curve calcolate per l'intero complesso di edifici analizzati, sono messi in evidenza anche i tre valori di accelerazione analizzati precedentemente. I risultati confermano quelli già ottenuti in precedenza: per i valori più alti di

accelerazione il complesso risulta molto vulnerabile mentre per valori più modesti considerati la vulnerabilità è media.

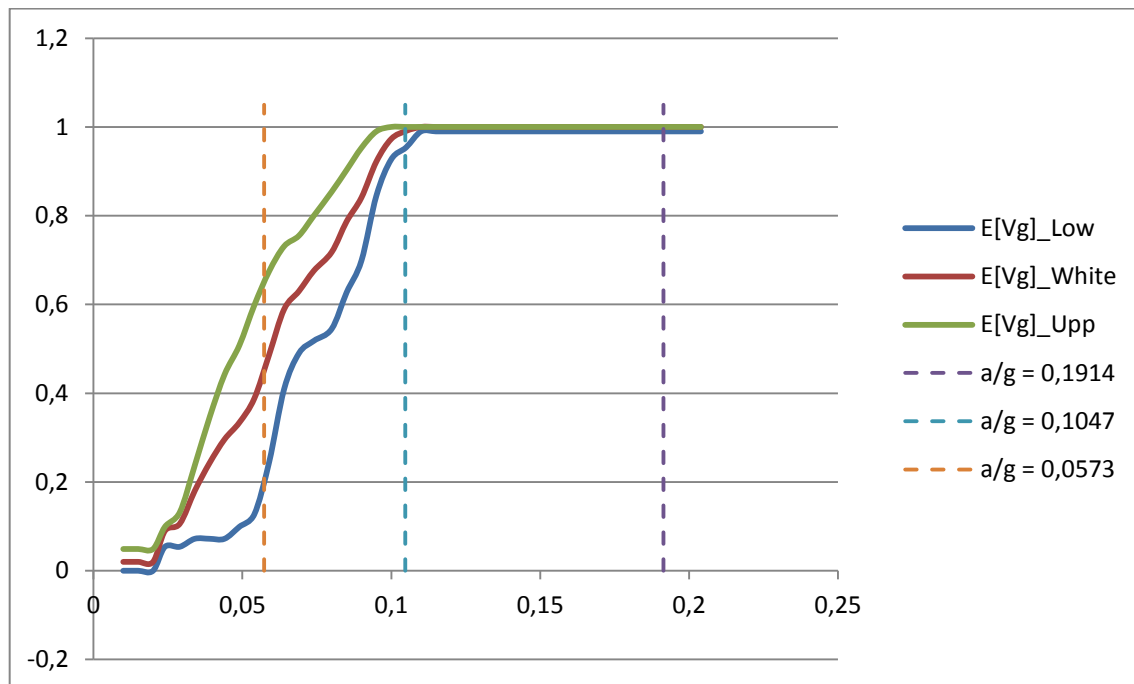


Grafico 6.5: Curve di fragilità per gli edifici dell'intero complesso

Seguendo l'evoluzione del danno al crescere dell'accelerazione si possono distinguere tre fasi:

1. Per rapporti PGA/g compresi tra 0 e 0,03 la vulnerabilità è bassa, con bassa percentuale di danni.
2. Per rapporti PGA/g fino a 0,11 la vulnerabilità cresce fino a diventare molto grande, è da notare come il limite inferiore dopo una iniziale fase di crescita intorno a valori di PGA/g di 0,04 rimanga costante per poi riprendere la crescita.
3. Per valori PGA/g superiori a 0,11 la vulnerabilità è massima e si ha il collasso di tutti gli edifici dell'aggregato.

Attribuzione delle classi di vulnerabilità macrosismica agli edifici analizzati

Attraverso Vulnus è possibile suddividere gli edifici nelle classi di vulnerabilità macrosismica definite nella EMS 98. Ciò avviene confrontando la curva di fragilità ricavata da Vulnus per il singolo edificio con quelle definite nell'EMS 98 per le classi macrosismiche A, B e C per matrici di probabilità di danno maggiore di D2 (danno moderato), o di D3 (danno grave). Per la suddivisione degli edifici i confronti sono stati effettuati sulla base di matrici di probabilità di danno maggiore di D2. I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 6.16.

Edificio	Classe EMS 98
Corpo A	A
Corpo B1	A
Corpo C	A
Corpo D	A

Tabella 6.16: Classe EMS 98 per i diversi corpi analizzati

Confronto tra curve di vulnerabilità ricavate mediante Vulnus e curve ricavate tramite scala macrosismica EMS 98

Una volta individuata la classe macrosismica degli edifici, si è proceduto con il loro raggruppamento sulla base dei risultati. Vulnus consente di effettuare il confronto tra le curve di fragilità, ottenute per ognuno dei gruppi omogenei, con quelle ricavate dalle matrici di probabilità di danno binomiali ottenute dalla scale EMS 98. Le curve rappresentano la percentuale di edifici che subiscono danneggiamento maggiore di D2 in funzione dell'intensità del sisma¹⁴; poiché tutti gli edifici ricadono in classe di vulnerabilità macrosismica A si è proceduto con l'elaborazione delle curve per questa sola classe. Le curve elaborate da Vulnus per gli edifici e quelle ricavate sulla base dell'EMS 98 hanno una buona sovrapposibilità per il primo tratto, fino a circa il 50% di livello di danneggiamento degli edifici, mentre si differenziano maggiormente nel tratto successivo; infatti, a parità di azione sismica, le curve elaborate da Vulnus tendono a presentare percentuali di danneggiamento degli edifici maggiori rispetto a quelle previste dalle curve ricavate sulla base della classificazione EMS 98.

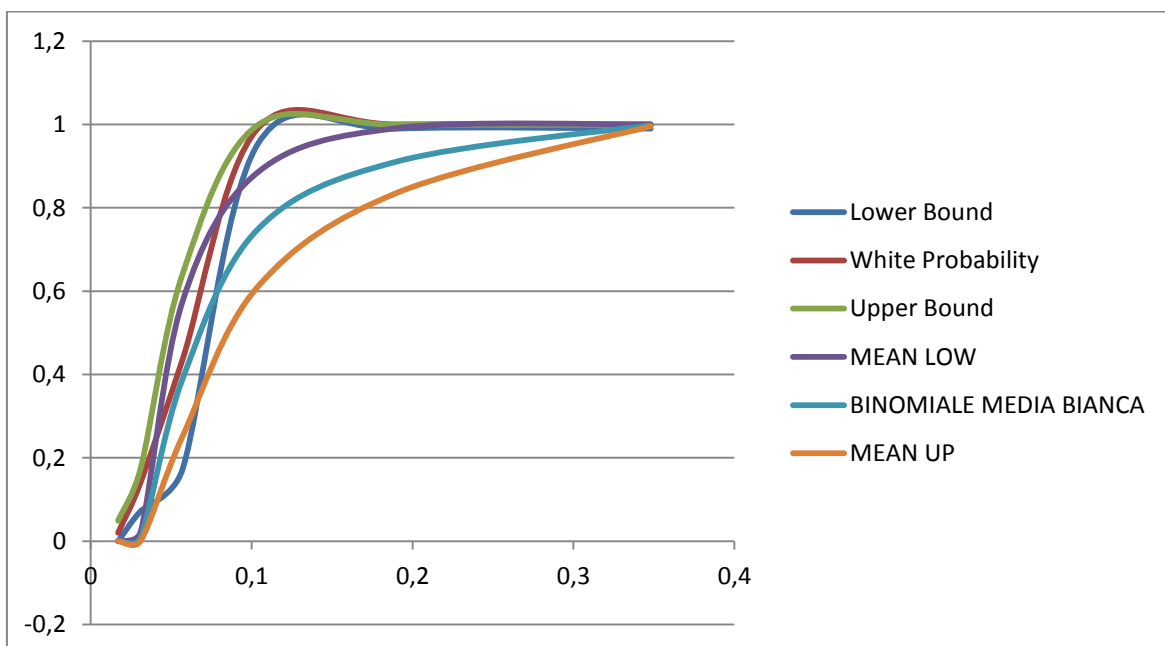


Grafico 6.6: Confronto tra curve di fragilità e curve calcolate mediante classificazione EMS 98

¹⁴ Come legame PGA/g - Intensità macrosismica si è scelto di adoperare quello elaborato da Petrini.

6.5.2 Schema di calcolo dei meccanismi di collasso: Analisi cinematica locale per edifici esistenti in muratura

Per gli edifici esistenti in muratura soggetti ad azione sismica, la normativa in vigore prevede la necessità di valutare due tipi di meccanismo che si possono manifestare nella struttura: i meccanismi locali e quelli d'insieme¹⁵. Si deve, pertanto, procedere ad analizzare e, in seguito, a verificare tali costruzioni in maniera sia globale, come previsto dalle norme per gli edifici di nuova costruzione, sia locale.

Nel caso di costruzioni esistenti, nella maggior parte dei casi, non presentano un chiaro comportamento d'insieme, privilegiando, al contrario, un comportamento che, dinnanzi all'evento sismico, si manifesta come un "insieme di sottosistemi", definiti appunto meccanismi locali. Per tal ragione, soprattutto nel caso di aggregati, la verifica globale può essere intesa anche come un insieme esaustivo di verifiche locali¹⁶.

Per quanto riguarda i meccanismi locali di danno e collasso, nel piano e fuori piano, si deve procedere a verificarli mediante adeguati metodi, quali l'analisi limite dell'equilibrio tramite l'approccio cinematico. Attraverso tale metodo si sceglie il tipo di meccanismo di collasso, si valuta l'azione orizzontale che attiva il cinematismo e si determina la capacità della struttura di sopportare azioni orizzontali all'evolversi del meccanismo fino all'annullamento della forza orizzontale¹⁷. L'analisi dei cinematismi può essere effettuata considerando la resistenza sia di strisce verticali in muratura, come è stato fatto per il complesso Cavalli, sia di strisce orizzontali. La qualità della muratura è un fattore determinante per la formazione delle cerniere cilindriche e l'evolversi del cinematismo fino al collasso. Per qualsiasi tipo di meccanismo, è quindi importante il calcolo del coefficiente di attivazione α_0 , dato dal rapporto tra l'accelerazione critica a e quella gravitazionale g , il quale indica il limite oltre il quale l'elemento raggiunge la crisi. Quest'ultima avviene qualora si superi la resistenza a trazione della muratura e si creino fessurazioni, le quali individuano, insieme alle sconessioni presenti a causa delle tipologie e delle modalità costruttive, i macroelementi, porzioni costruttivamente riconoscibili del manufatto, con caratteristiche omogenee in riferimento al comportamento strutturale e identificabili anche sotto l'aspetto architettonico e funzionale.

Lo studio dei meccanismi locali è stato eseguito per entrambi i corpi oggetto della presente tesi, C e D.

¹⁵ NTC2008 – cap. 8.7.1

¹⁶ Circolare n. 617/2009 – cap. C8.7.1.1

¹⁷ Circolare n. 617/2009 – C8A.4

I meccanismi analizzati sono evidenziati in Figura 6.13, per completezza vengono segnate anche le analisi eseguite per gli altri due corpi. I risultati relativi a questi sono riassunti qualitativamente alla fine del presente paragrafo, per il dettaglio delle analisi, invece, si rimanda al lavoro di tesi di Elisa Tiberi¹⁸.



Figura 6.13: Meccanismi analizzati – Piani terra, primo e secondo

Meccanismo I: Ribaltamento fuori piano di una parete monolitica semplicemente appoggiata al muro ortogonale

Il meccanismo di danno del primo modo consiste nel ribaltamento del muro fuori dal proprio piano e si innesca nelle pareti murarie che sono investite da azioni sismiche ad esse ortogonali. Cause principali sono assenza di cordoli o catene ai piani, orizzontamenti deformabili o mal collegati (come quelli in legno), cattivo collegamento murario, inadeguatezza nella capacità di sostenere eventuali spinte presenti, qualità muraria scadente (a secco o connessione scarsa o

¹⁸ E. Tiberi, *Indagini conoscitive e analisi di vulnerabilità sismica del Complesso Cavalli: Palazzo Cavalli e Museo di Paleontologia e Mineralogia*, tesi di laurea, relatore prof. M. R. Valluzzi, Anno Accademico 2013-2014

assente tra i paramenti). I sintomi che indicano l'attivazione del meccanismo sono: lesioni verticali nelle intersezioni murarie, fuori piombo della parete coinvolta e sfilamento delle travi degli orizzontamenti. Per poter migliorare il comportamento delle pareti di fronte l'evento sismico si possono applicare varie soluzioni per impedire il ribaltamento; tra queste vi sono archi di contrasto con gli edifici adiacenti, speroni e tiranti metallici. Gli interventi di miglioramento devono, in ogni caso, essere tali da non alterare il comportamento globale dell'edificio ma da farlo rimanere il più vicino possibile alla concezione strutturale originaria. Vengono di seguito riportati i risultati, per l'analisi dettagliata si rimanda all'allegato 1 della presente tesi.



Figura 6.14: Meccanismo di ribaltamento

Corpo D

Il meccanismo di ribaltamento è stato analizzato per l'ultimo piano del corpo D, essendo questo coronato in sommità da una copertura realizzata con capriate in legno e priva di cordolo. Dai risultati riportati in tabella si evince che alcune pareti sono verificate con analisi non lineare, altre, invece, non risultano verificate e, perciò, necessitano di una maggior forza di contenimento per poter resistere alle azioni orizzontali. Tale forza potrà essere ottenuta con l'inserimento di tiranti, per il dettaglio si rimanda al Capitolo 8.1 della presente tesi.

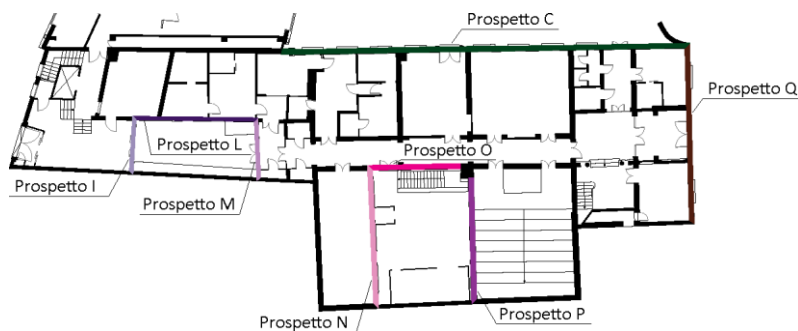


Figura 6.15: Corpo D - Indicazione prospetti

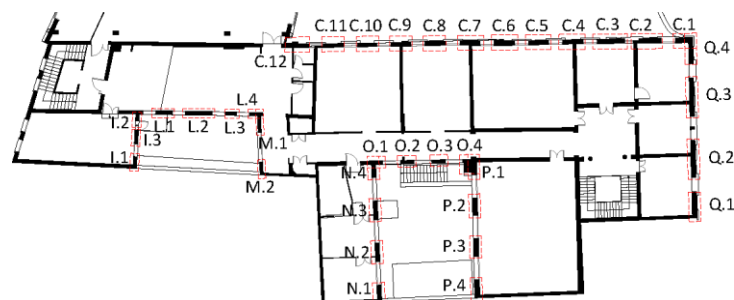


Figura 6.16: Pianta Secondo Piano

Prospetto	Coefficiente di attivazione α_0	Analisi Cinematica Lineare	Analisi Cinematica Non Lineare	Numero di tiranti
C.1	0,0975541	$a_0^*/a_{0max} = 0,706487$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,4601$	/
		Non verificata	Verificata	
C.2	0,0830836	$a_0^*/a_{0max} = 0,606425$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,385563$	/
		Non verificata	Verificata	
C.3	0,0666921	$a_0^*/a_{0max} = 0,475563$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,146056$	/
		Non verificata	Verificata	
C.4	0,0616267	$a_0^*/a_{0max} = 0,435063$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,065699$	/
		Non verificata	Verificata	
C.5	0,0689847	$a_0^*/a_{0max} = 0,495278$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,178806$	/
		Non verificata	Verificata	
C.6	0,0774954	$a_0^*/a_{0max} = 0,558494$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,318829$	/
		Non verificata	Verificata	
C.7	0,073148	$a_0^*/a_{0max} = 0,526087$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,247682$	/
		Non verificata	Verificata	
C.8	0,0669322	$a_0^*/a_{0max} = 0,480129$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,144705$	/
		Non verificata	Verificata	
C.9	0,0583825	$a_0^*/a_{0max} = 0,416652$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,00292$	/
		Non verificata	Verificata	
C.10	0,0521417	$a_0^*/a_{0max} = 0,370604$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,898384$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
C.11	0,0541964	$a_0^*/a_{0max} = 0,385726$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,932911$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
C.12	0,0651151	$a_0^*/a_{0max} = 0,472203$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,09995$	/
		Non verificata	Verificata	
C timpano	0,1653603	$a_0^*/a_{0max} = 1,115329$	/	/
		Verificata		
I.1	0,0538946	$a_0^*/a_{0max} = 0,38622$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,895038$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
I.2	0,057452	$a_0^*/a_{0max} = 0,417106$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,946159$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
I.3	0,0547839	$a_0^*/a_{0max} = 0,39384$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,908228$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
L.1	0,0654066	$a_0^*/a_{0max} = 0,481424$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,061447$	/
		Non verificata	Verificata	
L.2	0,0674586	$a_0^*/a_{0max} = 0,499366$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,08386$	/
		Non verificata	Verificata	
L.3	0,058713	$a_0^*/a_{0max} = 0,428253$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,96304$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
L.4	0,0558508	$a_0^*/a_{0max} = 0,412042$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,903402$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
M.1	0,0653147	$a_0^*/a_{0max} = 0,49099$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,984777$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
M.2	0,0601274	$a_0^*/a_{0max} = 0,44338$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,922313$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
N.1	0,0637985	$a_0^*/a_{0max} = 0,46038$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,118123$	/
		Non verificata	Verificata	
N.2	0,062016	$a_0^*/a_{0max} = 0,445878$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,098488$	/
		Non verificata	Verificata	
N.3	0,0648587	$a_0^*/a_{0max} = 0,445407$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,097819$	/
		Non verificata	Verificata	
N.4	0,0648587	$a_0^*/a_{0max} = 0,468775$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,128565$	/
		Non verificata	Verificata	

O.1	0,0447764	$a_0^*/a_{0max} = 0,315354$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,814626$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
O.2	0,0412794	$a_0^*/a_{0max} = 0,286729$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,757507$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
O.3	0,0412387	$a_0^*/a_{0max} = 0,286403$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,756817$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
O.4	0,0454257	$a_0^*/a_{0max} = 0,320779$	$d_u^*/d_{u^*max} = 0,824651$	1 tirante
		Non verificata	Non verificata	
P.1	0,0756635	$a_0^*/a_{0max} = 0,545839$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,326981$	/
		Non verificata	Verificata	
P.2	0,0676355	$a_0^*/a_{0max} = 0,478963$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,22398$	/
		Non verificata	Verificata	
P.3	0,0678741	$a_0^*/a_{0max} = 0,48097$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,227515$	/
		Non verificata	Verificata	
P.4	0,0717124	$a_0^*/a_{0max} = 0,51329$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,28074$	/
		Non verificata	Verificata	
Q.1	0,0741729	$a_0^*/a_{0max} = 0,541745$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,2537$	/
		Non verificata	Verificata	
Q.2	0,0667644	$a_0^*/a_{0max} = 0,47989$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,147118$	/
		Non verificata	Verificata	
Q.3	0,0684707	$a_0^*/a_{0max} = 0,49728$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,16568$	/
		Non verificata	Verificata	
Q.4	0,0819835	$a_0^*/a_{0max} = 0,602488$	$d_u^*/d_{u^*max} = 1,2597$	/
		Non verificata	Verificata	



Figura 6.17: Risultati dell'analisi del meccanismo di ribaltamento fuori piano – Prospetti corpo D

Meccanismo II: Meccanismo di ribaltamento fuori dal piano di una parete trattenuta da un cordolo

Nel caso in cui la muratura sia coronata nella sua sommità da un cordolo, si innesca e si trasmette un'azione tra quest'ultimo e la muratura grazie all'attrito. Ciò che influenza l'efficacia del cordolo è la sua altezza. Anche con la presenza di cordolo si applica il calcolo per macroelementi, imponendo la condizione di equilibrio del corpo alla rotazione e calcolando il coefficiente di attivazione del meccanismo.

Questa tipologia di meccanismo è stata applicata per il corpo C dato che presenta solai in laterocemento e murature coronate da cordoli in c.a.. Dal momento che l'edificio risale a fine Ottocento per i primi due piani e a metà Novecento per il secondo piano, è stato ipotizzato un cordolo in c.a. che interessa solo metà della sezione della muratura del piano terra mentre nei solai tra primo e secondo, rifatti nel 1958, occupa l'intera sezione muraria. Il fatto che l'ultimo piano sia stato realizzato nello scorso secolo ha portato a studiare separatamente i primi due livelli, terra e primo, mediante il presente meccanismo di ribaltamento, al contrario l'ultimo, il secondo, è stato analizzato mediante la verifica di una parete soggetta a sforzo assiale e momento flettente prevista nelle NTC2008.

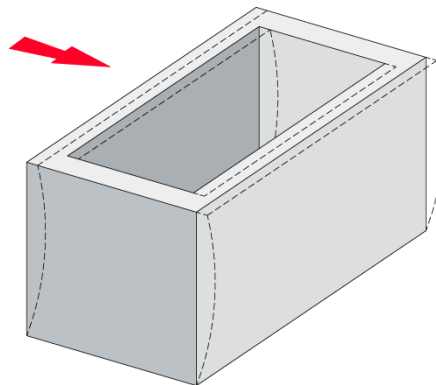


Figura 6.18: Comportamento di un edificio di fronte l'azione sismica

Per il meccanismo di ribaltamento fuori piano, è stato ipotizzato un coefficiente d'attrito tra muratura e cordolo di 0,6, mentre il peso del cordolo in c.a. di 24 kN/m³. L'altezza del cordolo è stata fissata a 0,3 m.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti, lo studio dettagliato dei macroelementi, maschi murari e interi prospetti del corpo C è visualizzabile nell'allegato 1 alla presente tesi.

Corpo C

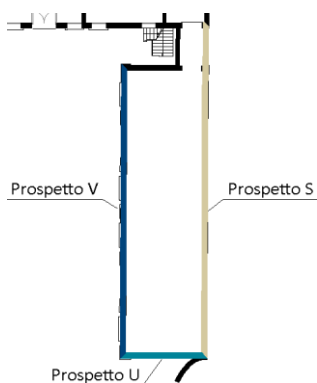


Figura 6.19: Corpo C - Indicazione prospetti

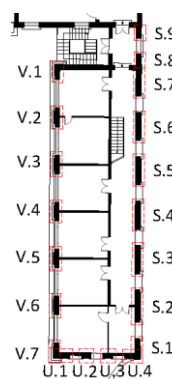


Figura 6.20: Pianta - Indicazione prospetti

Prospetto	Coefficiente di attivazione α_0	Analisi Cinematica Lineare	Analisi Cinematica Non Lineare	Numero di tiranti
S.1	0,255897	$a_0^*/a_{0max} = 4,207974$ Verificata	/	/
S.2	0,4739536	$a_0^*/a_{0max} = 10,26295$ Verificata	/	/
S.3	0,516952	$a_0^*/a_{0max} = 8,088846$ Verificata	/	/
S.4	0,515752	$a_0^*/a_{0max} = 8,070473$	/	/

		Verificata		
S.5	0,510137	$a_0^*/a_{0max} = 7,987859$	/	/
		Verificata		
S.6	0,497374	$a_0^*/a_{0max} = 7,800016$	/	/
		Verificata		
S.7	0,245202	$a_0^*/a_{0max} = 4,064669$	/	/
		Verificata		
S.8	0,187799	$a_0^*/a_{0max} = 3,180059$	/	/
		Verificata		
S.9	0,174902	$a_0^*/a_{0max} = 2,97319$	/	/
		Verificata		
S totale	0,351591	$a_0^*/a_{0max} = 5,645582$	/	/
		Verificata		
U.1	0,307019	$a_0^*/a_{0max} = 4,954022$	/	/
		Verificata		
U.2	0,509987	$a_0^*/a_{0max} = 7,954518$	/	/
		Verificata		
U.3	0,5099865	$a_0^*/a_{0max} = 7,954518$	/	/
		Verificata		
U.4	0,305155	$a_0^*/a_{0max} = 4,944857$	/	/
		Verificata		
U totale	0,29681	$a_0^*/a_{0max} = 4,811569$	/	/
		Verificata		
V.1	0,2967298	$a_0^*/a_{0max} = 4,814345$	/	/
		Verificata		
V.2	0,744216	$a_0^*/a_{0max} = 11,41164$	/	/
		Verificata		
V.3	0,7654782	$a_0^*/a_{0max} = 11,73492$	/	/
		Verificata		
V.4	0,772429	$a_0^*/a_{0max} = 11,8488$	/	/
		Verificata		
V.5	0,779093	$a_0^*/a_{0max} = 11,93445$	/	/
		Verificata		
V.6	0,7665785	$a_0^*/a_{0max} = 11,73856$	/	/
		Verificata		
V.7	0,297391	$a_0^*/a_{0max} = 4,823344$	/	/
		Verificata		
V totale	0,3703524	$a_0^*/a_{0max} = 5,921346$	/	/
		Verificata		

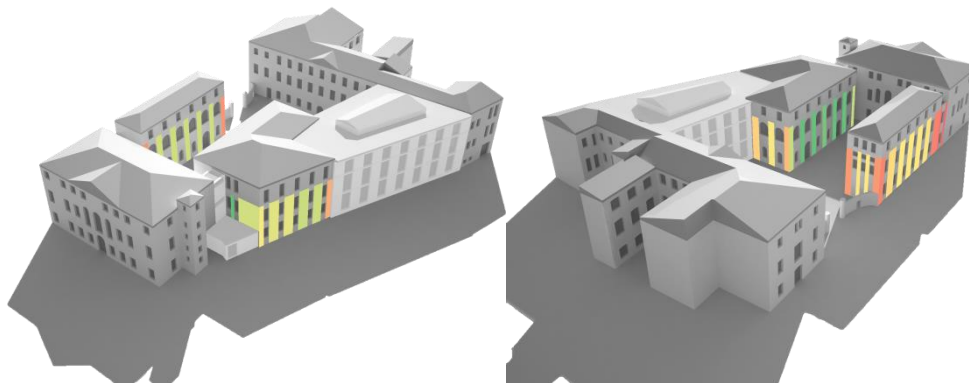


Figura 6.21: Risultati dell'analisi del meccanismo di ribaltamento fuori piano di una parete trattenuta da cordolo

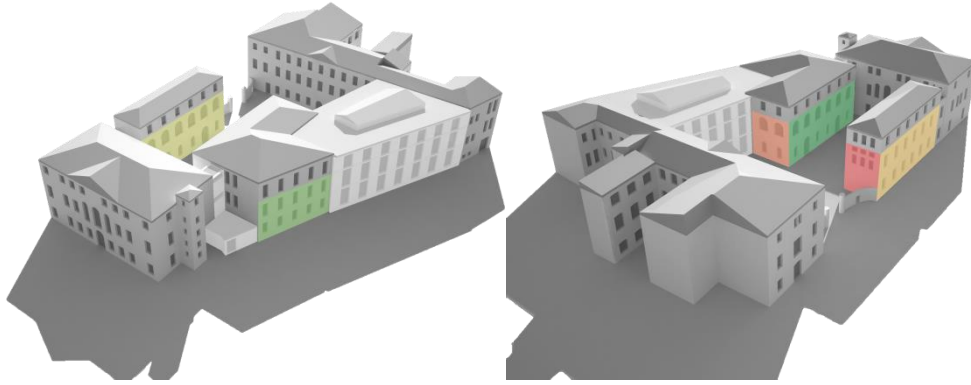


Figura 6.22: Risultati dell'analisi del meccanismo di ribaltamento fuori piano di una parete trattenuta da cordolo—
Prospetti corpo C

Risultati delle analisi

Le analisi per macroelementi, eseguite tramite i meccanismi di ribaltamento fuori piano di pareti semplicemente appoggiate (secondo piano del corpo D) e di pareti trattenute superiormente da cordolo (piano terra e primo del corpo C), mostrano come le pareti più vulnerabili siano quelle soggette al primo meccanismo analizzato. Ciò grazie alla presenza del cordolo che attraverso forze di tipo attritivo riesce a fornire un maggiore contenimento alla parete richiedendo valori dell'azione sismica più elevati affinché possa attivarsi il meccanismo.

6.5.3 Verifica di una parete soggetta a sforzo normale e momento flettente

La verifica a pressoflessione fuori dal piano, secondo quanto stabilito NTC2008, è effettuata mettendo a confronto il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente, assumendo la muratura non reagente a trazione e una distribuzione non lineare delle compressioni. Tali controlli sono generalmente più onerosi ai piani più alti.

La verifica a pressoflessione è stata effettuata per il secondo piano del corpo C e per i primi due piani del corpo D. Di seguito si riportano i risultati ottenuti, per il procedimento completo si rimanda all'allegato 1 alla presente.

Corpo C

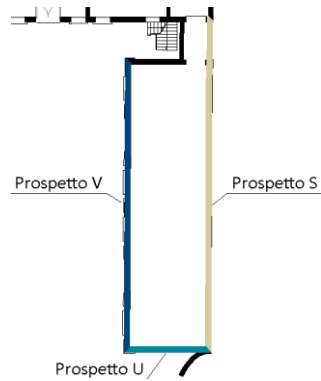


Figura 6.23: Corpo C - Indicazione prospetti

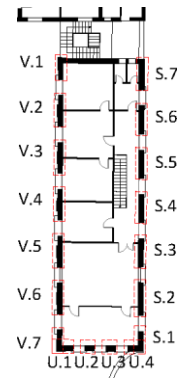


Figura 6.24: Pianta Secondo Piano

Prospetto	Verifica a pressoflessione	Prospetto	Verifica a pressoflessione
S.1	Verificata	U.3	Verificata
S.2	Verificata	U.4	Verificata
S.3	Verificata	V.1	Verificata
S.4	Verificata	V.2	Verificata
S.5	Verificata	V.3	Verificata
E.6	Verificata	V.4	Verificata
S.7	Verificata	V.5	Verificata
U.1	Verificata	V.6	Verificata
U.2	Verificata	V.7	Verificata

Corpo D



Figura 6.25: Corpo D - Indicazione prospetti

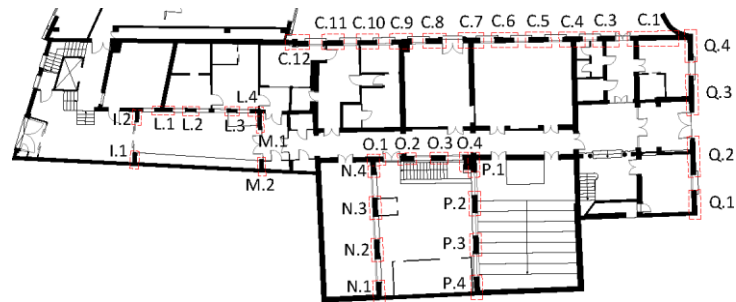


Figura 6.26: Pianta Piano Terra corpo D - Indicazione prospetti

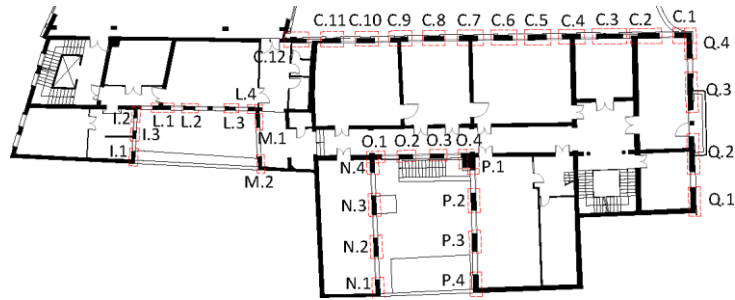


Figura 6.27: Pianta Primo Piano corpo D - Indicazione prospetti

Prospetto	Verifica a pressoflessione	Prospetto	Verifica a pressoflessione	Prospetto	Verifica a pressoflessione
C.1.pt	Verificata	I.2.pt	Verificata	O.1.pt	Verificata
C.3.pt	Verificata	I.1.p1	Verificata	O.2.pt	Verificata
C.4.pt	Verificata	I.2.p1	Verificata	O.3.pt	Verificata
C.5.pt	Verificata	I.3.p1	Verificata	O.4.pt	Verificata
C.6.pt	Verificata	L.1.pt	Verificata	O.1.p1	Verificata
C.7.pt	Verificata	L.2.pt	Verificata	O.2.p1	Verificata
C.8.pt	Verificata	L.3.pt	Verificata	O.3.p1	Verificata
C.9.pt	Verificata	L.4.pt	Verificata	O.4.p1	Verificata
C.10.pt	Verificata	L.1.p1	Verificata	P.1.pt	Verificata
C.11.pt	Verificata	L.2.p1	Verificata	P.2.pt	Verificata
C.12.pt	Verificata	L.3.p1	Verificata	P.3.pt	Verificata
C.1.p1	Verificata	L.4.p1	Verificata	P.4.pt	Verificata
C.2.p1	Verificata	M.1.pt	Verificata	P.1.p1	Verificata
C.3.p1	Verificata	M.2.pt	Verificata	P.2.p1	Verificata
C.4.p1	Verificata	M.1.p1	Verificata	P.3.p1	Verificata
C.5.p1	Verificata	M.2.p1	Verificata	P.4.p1	Verificata
C.6.p1	Verificata	N.1.pt	Verificata	Q.1.pt	Verificata
C.7.p1	Verificata	N.2.pt	Verificata	Q.2.pt	Verificata
C.8.p1	Verificata	N.3.pt	Verificata	Q.3.pt	Verificata
C.9.p1	Verificata	N.4.pt	Verificata	Q.4.pt	Verificata
C.10.p1	Verificata	N.1.p1	Verificata	Q.1.p1	Verificata
C.11.p1	Verificata	N.2.p1	Verificata	Q.2.p1	Verificata
C.12.p1	Verificata	N.3.p1	Verificata	Q.3.p1	Verificata
I.1.pt	Verificata	N.4.p1	Verificata	Q.4.p1	Verificata

Risultati delle analisi

Per quanto riguarda la verifica a pressoflessione compiuta per le pareti dell'ultimo piano del corpo C e dei due piani inferiori del corpo D, si riscontra che tutte le pareti analizzate sono in grado di resistere adeguatamente al momento flettente e allo sforzo normale che su di esse gravano. Non necessitano, perciò, interventi volti ad incrementare la loro resistenza a tali azioni.

Riassunto dei risultati ottenuti per i corpi A e B₁

Uno studio analogo eseguito per i corpi A e B₁. Il meccanismo di ribaltamento fuori piano applicato alle pareti del corpo A ha fatto emergere la grande vulnerabilità di questo edificio causata dalla presenza dei solai in legno non ammorinati, le altre analisi locali applicate al corpo B₁

(meccanismo di ribaltamento di parete trattenuta da cordolo, ai piani terra e primo e la verifica di parete soggetta a sforzo normale e momento flettente, all'ultimo piano), invece, non hanno evidenziato particolari carenze risultando tutte pienamente verificate. Per il dettaglio delle verifiche si rimanda ai paragrafi 6.5.2 e 6.5.3 della tesi di Elisa Tiberi¹⁹.

6.5.4 Procedura automatica per il calcolo del coefficiente sismico e verifica di pareti in muratura: c-Sisma

Caratteristiche del programma

Il calcolo dei coefficienti di attivazione dei singoli cinematismi elementari di macroelementi in edifici in muratura può essere svolto attraverso una procedura automatica, c-Sisma 3.0.

A differenza del programma Vulnus che effettua un'analisi speditiva di vulnerabilità sismica di edifici nel loro complesso c-Sisma approfondisce lo studio delle singole pareti o setti di una costruzione, di cui calcola separatamente i meccanismi elementari di collasso e le relative verifiche di sicurezza.

C-Sisma 3.0, nella sua versione PRO, prende in analisi 20 meccanismi fuori piano per strisce verticali e fornisce il calcolo di $c = a/g$, ovvero il moltiplicatore delle masse inerziali che attiva il meccanismo considerato, nonché consente di svolgere le verifiche di sicurezza secondo la normativa vigente. Per ciascun cinematismo, inoltre, restituisce all'utente il valore massimo, relativo al meccanismo meno probabile, e minimo, indice del meccanismo più debole, di c .

Lo studio attraverso l'uso del presente programma può essere svolto attraverso la conoscenza e l'assegnazione di parametri, i quali consentono di definire l'azione sismica e la conseguente verifica. Nello specifico i dati necessari sono: accelerazione orizzontale massima su suolo rigido a_g , fattore di amplificazione spettrale massima F_0 , periodo di inizio del tratto a velocità costante T_c^* , fattore di smorzamento viscoso η , fattore di struttura q , categoria del suolo di fondazione, coefficiente di amplificazione topografica S_t e altezza totale dell'edificio H .

Sulla base delle informazioni che sono state ricavate dall'edificio e del livello di conoscenza raggiunto dello stesso, deve essere adottato un fattore di confidenza F_c . Accanto a questi parametri è necessaria l'assegnazione dei numeri di piani dell'edificio e dei parametri geometrici (altezza, lunghezza, spessore), tipo di materiale e carichi agenti di ciascuna parete, nonché la definizione della combinazione dei carichi assunta.

¹⁹ E. Tiberi, *Indagini conoscitive e analisi di vulnerabilità sismica del Complesso Cavalli: Palazzo Cavalli e Museo di Paleontologia e Mineralogia*, tesi di laurea, relatore prof. M. R. Valluzzi, Anno Accademico 2013-2014

Nel caso in cui vi sia una maggiore concentrazione degli sforzi dovuta, ad esempio, a connessione inadeguata dei conci d'angolo, è possibile parzializzare la sezione della parete, considerando in tal modo l'arretramento della cerniera cilindrica attorno alla quale la parete ribalta e la riduzione del braccio del peso proprio e dei carichi agenti.

Le verifiche di sicurezza, effettuate secondo quanto definito dalla normativa vigente, sono eseguite valutando la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare) o di spostamento (analisi cinematica non lineare). Il primo tipo di analisi permette di ricavare l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo e di fare la verifica allo stato limite di danno (SLD) e allo stato limite ultimo (SLU). Il secondo, invece, non lineare, consente sia di misurare l'evoluzione orizzontale dei carichi, al crescere dello spostamento di un punto del sistema, sia di definire, all'evolversi del meccanismo, il livello di sopportazione della struttura sottoposta ad azione orizzontale fino al completo esaurimento di tale capacità; si definisce in tal modo una curva di capacità, espressa in funzione dell'accelerazione e dello spostamento spettrale che individua lo spostamento ultimo per collasso del meccanismo. La verifica di sicurezza allo SLU si basa perciò sul confronto tra lo spostamento ultimo per collasso e gli spostamenti che la struttura richiede di fronte all'evento sismico. I risultati vengono espressi, in forma grafica, nel diagramma ADSR (Acceleration Displacement Spectrum Response)²⁰.

Ribaltamento fuori piano di strisce verticali

Lo studio precedentemente condotto sul complesso Cavalli ha portato a riconoscere alcuni possibili meccanismi di ribaltamento fuori piano di strisce verticali, applicati alle pareti esterne considerate separatamente.

Poiché il programma prende in considerazione meccanismi che riguardano l'intera facciata si è ritenuto inopportuno applicarlo al corpo D in quanto la presenza dei cordoli ad ogni livello impedisce il manifestarsi di tali meccanismi. Viene quindi riportato lo studio condotto per il solo corpo C. A fine paragrafo viene presentato il riassunto relativo ai risultati ottenuti per i corpi A e B₁.

²⁰ C. Modena, M. R. Valluzzi, M. Zenere, *Manuale d'uso del programma c-Sisma 3.0 PRO. Procedura automatica per il calcolo e la verifica di meccanismi di pareti in muratura*, Novembre 2009

Corpo C

Avendo rilevato attraverso l'analisi storico-critica che i corpi B₁ e C sono stati costruiti e ampliati pressoché contemporaneamente e con l'uso degli stessi materiali, i meccanismi qui analizzati sono i seguenti:

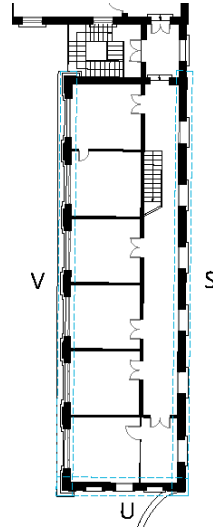


Figura 6.28: Corpo C - Indicazione prospetti

Meccanismo 1.16: Parete 2 piani – Ribaltamento globale con coefficiente di attrito e di compenetrazione (Vulnus)

Questo meccanismo prende a riferimento il modello di calcolo assunto da Vulnus, dove si considera l'azione sismica variabile proporzionalmente con l'altezza dell'edificio a partire dal piano campagna e l'effetto stabilizzante di solai e incatenamenti eventuali data dalla forza p' . Tale forza, assunta di valore medio, è valutata tenendo in considerazione il coefficiente di attrito solaio/cordolo-muratura, e il coefficiente di compenetrazione del solaio e/o cordolo. Tali coefficienti, moltiplicati per la sommatoria dei carichi superiori forniscono, ad ogni piano, il valore della forza di contenimento.

Nel programma c-Sisma si possono assumere quali valori dei coefficienti di attrito: 0,1 per solai leggeri in legno, 0,3 per solai intermedi e 0,6 per quelli pesanti. I valori assunti dal coefficiente di compenetrazione possono variare tra 0 e 1.

Nello specifico per il corpo C sono state analizzate con tale procedimento le pareti al piano terra e al primo piano.

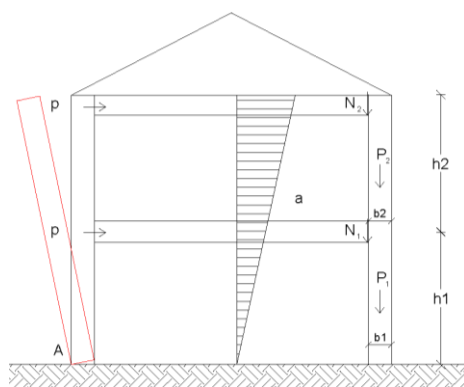
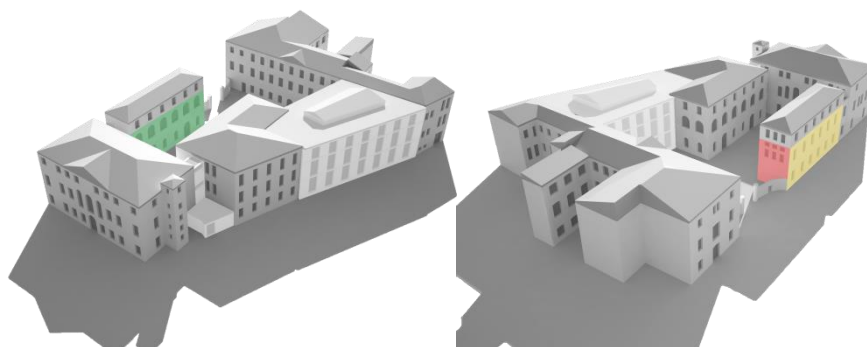


Figura 6.29: Meccanismo 1.16

Prospetto	Coefficiente di attivazione α_0	Analisi Cinematica Lineare		Analisi Cinematica Non Lineare (SLU)
		SLD	SLV	
S	0,5054	Verificata	Verificata	Verificata
U	0,2622	Verificata	Verificata	Verificata
V	0,5122	Verificata	Verificata	Verificata



Meccanismo 1.7: Parete trattenuta superiormente da cordolo

Tale procedura prende in analisi una parete posizionata all'ultimo piano, sulla quale non si considera gravare il peso dell'impalcato di copertura e sulla quale è posizionato in sommità un cordolo murario armato. Le ipotesi effettuate riguardano la presenza di una forza di contenimento del cordolo e l'assenza di un perfetto ammorsamento tra cordolo e muratura. Il ribaltamento della parete è contrastato dal cordolo grazie alla presenza dell'attrito che si considera agire per il contatto tra muratura e cordolo.

Tale meccanismo è stato indagato all'ultimo piano (secondo piano) del corpo C.

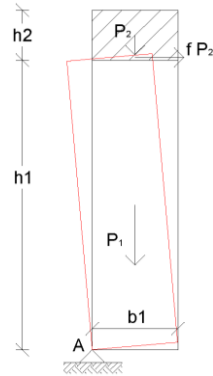
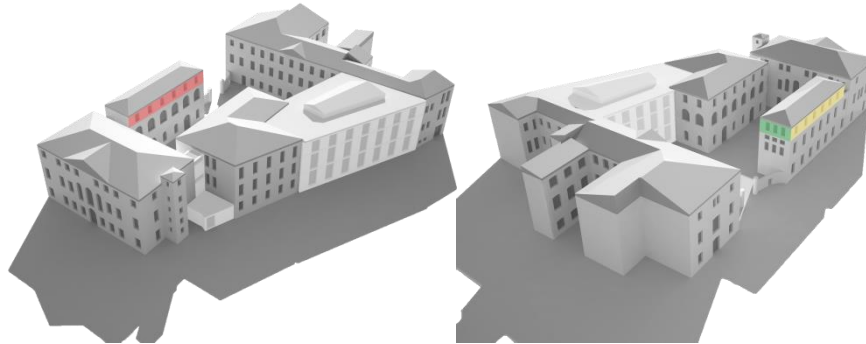


Figura 6.30: Meccanismo 1.7

Prospetto	Coefficiente di attivazione α_0	Analisi Cinematica Lineare		Analisi Cinematica Non Lineare (SLU)
		SLD	SLV	
S	0,3022	Verificata	Verificata	Verificata
U	0,3056	Verificata	Verificata	Verificata
V	0,2921	Verificata	Verificata	Verificata



Meccanismo 1.18: Parete trattenuta superiormente da cordolo

Il meccanismo 1.18 è simile al 1.7; ciò che li differenzia riguarda la presenza del peso dei carichi ai livelli superiori che gravano sulla parete studiata. Anche nel presente caso si prende in considerazione la forza di contenimento del cordolo e la mancanza di ammorsamento perfetto tra muratura e cordolo sovrastante. L'attrito tra questi due elementi impedisce l'innescò del ribaltamento della muratura.

Le pareti esaminate sono le medesime di quelle analizzate nel caso del meccanismo 1.7.

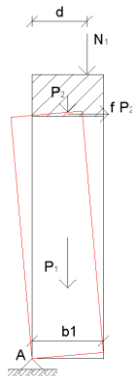
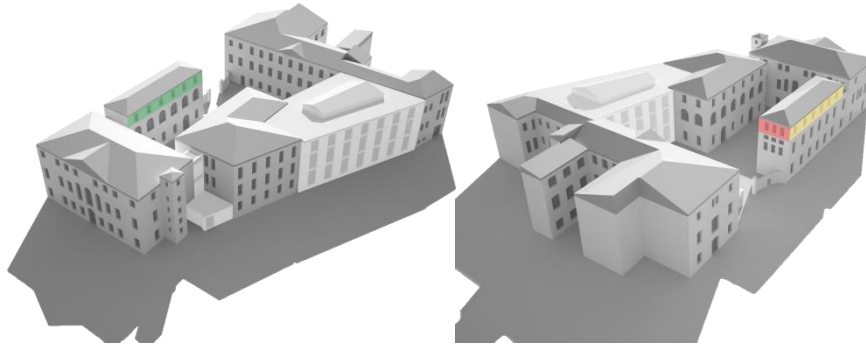


Figura 6.31: Meccanismo 1.18

Prospetto	Coefficiente di attivazione α_0	Analisi Cinematica Lineare		Analisi Cinematica Non Lineare (SLU)
		SLD	SLV	
S	1,9953	Verificata	Verificata	Verificata
U	1,4853	Verificata	Verificata	Verificata
V	2,0715	Verificata	Verificata	Verificata



Meccanismo 1.12: Parete a 3 piani – Rottura per trazione dell’ultimo piano (Vulnus)

Essendo il piano più alto quello che maggiormente si espone alle accelerazioni sismiche, è su questo che il presente meccanismo si riscontra più di frequente. In particolare durante la verifica si valuta, analogamente a ciò che si calcola con Vulnus, la rottura nella sezione di mezzaria del piano superiore. È nella mezzaria che si osserva il massimo momento flettente poiché la forza sismica si considera agire come un carico distribuito su una parete avente la profondità di 1 m (perciò considerata di lunghezza unitaria); in questo si riconosce lo schema statico di trave appoggiata.

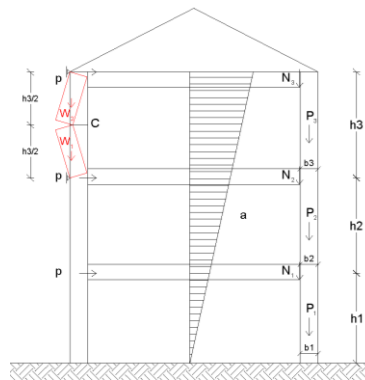
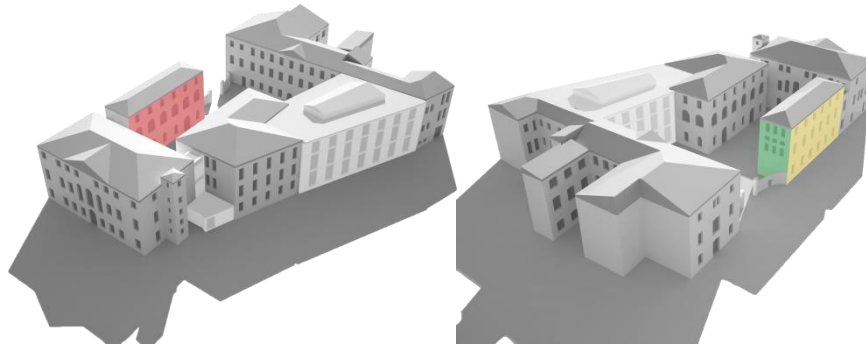


Figura 6.32: Meccanismo 1.12

Prospetto	Coefficiente di attivazione α_0	Analisi Cinematica Lineare		Analisi Cinematica Non Lineare (SLU)
		SLD	SLV	
S	0,0827	Non verificata	Non verificata	Verificata
U	0,0846	Non verificata	Non verificata	Non verificata
V	0,0772	Non verificata	Non verificata	Non verificata



Risultati delle analisi

I quattro meccanismi analizzati hanno evidenziato una buona risposta del corpo C alle sollecitazioni sismiche, solamente con l'ultima si sono avute alcune pareti non verificate. Va ricordato, tuttavia, che dal quadro fessurativo non sono emerse evidenze che tali meccanismi siano attivati, garantendo, quindi, un margine di sicurezza.

Riassunto dei risultati ottenuti per i corpi A e B₁

Palazzo Cavalli essendo stato costruito con tecniche differenti rispetto al corpo C è stato analizzato attraverso meccanismi differenti da quelli precedentemente elencati. Tali meccanismi perlopiù sono consistiti in verifiche a ribaltamento fuori piano studiate variando la quota di formazione della cerniera, il numero di piani considerati e le forze di contenimento dei solai. Le analisi lineari sono risultate in maggioranza non verificate mentre passando ad analisi non lineari si ha avuta la verifica di gran parte delle pareti, anche se non tutte. Per il corpo B₁, invece, sono state condotte le medesime analisi viste per il corpo C ottenendo anche analoghi risultati, infatti, anche per questo edificio la verifica per rottura a trazione dell'ultimo piano non ha dato esito positivo. Per il dettaglio delle verifiche si rimanda al paragrafo 6.5.4 della tesi di Elisa Tiberi²¹.

6.5.5 Confronto dei risultati ottenuti con meccanismi locali e meccanismi calcolati da c-Sisma

Il confronto diretto tra i risultati ottenuti attraverso i due procedimenti non è stato possibile in quanto basati su ipotesi simili ma non del tutto uguali. Nonostante ciò entrambe le

²¹ E. Tiberi, *Indagini conoscitive e analisi di vulnerabilità sismica del Complesso Cavalli: Palazzo Cavalli e Museo di Paleontologia e Mineralogia*, tesi di laurea, relatore prof. M. R. Valluzzi, Anno Accademico 2013-2014

procedure hanno evidenziato un buona resistenza del corpo C a fronte dei meccanismi locali di collasso.

6.5.6 Procedura automatica per il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo e verifica di pareti in muratura in LC2

Come precedentemente definito le caratteristiche meccaniche delle pareti del complesso risultano essere di livello LC1 avendo una conoscenza limitata dello stesso. Qualora sia stato condotto il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi e siano state eseguite indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali, il livello di conoscenza raggiunto, in base alla Circolare n. 617 del 2009, potrà essere portato al livello LC2. La conoscenza adeguata del manufatto consente di assumere come resistenze e moduli i valori medi degli intervalli riportati per la muratura di mattoni pieni e malta di calce e quale fattore di confidenza $F_c = 1,2^{22}$.

Lo studio delle pareti del complesso condotto con c-Sisma sulla base dei valori richiesti per un livello di conoscenza limitata (LC1) è stato eseguito, per gli stessi meccanismi, anche per il livello di conoscenza LC2 per poter valutare i vantaggi che si potrebbero avere con un' approfondimento nella conoscenza della geometria, dei dettagli costruttivi e delle proprietà meccaniche dei materiali presenti nel fabbricato. Si sottolinea il fatto che le prove eseguite in loco, soniche in trasparenza, indagini magnetometriche e sclerometriche (descritte al capitolo 4) non risultano comunque sufficienti per poter raggiungere il livello LC2.

Prendendo in considerazione le indicazioni della normativa i dati inseriti per lo studio sono stati:

- Resistenza media a compressione della muratura: $f_m = 3200 \text{ kN/m}^2$;
- Resistenza media a taglio della muratura: $\tau_0 = 76 \text{ kN/m}^2$;
- Valore medio del modulo di elasticità normale: $E = 1500000 \text{ kN/m}^2$;
- Valore medio del modulo di elasticità tangenziale: $G = 500000 \text{ kN/m}^2$;
- Peso specifico medio della muratura: $w = 18 \text{ kN/m}^3$;
- Fattore di confidenza $F_c = 1,2$.

Le tabelle seguenti riportano il confronto tra i risultati ottenuti con un livello di conoscenza limitato (LC1) e quelli che si otterrebbero nel caso in cui la verifica venisse condotta avendo un livello di conoscenza adeguato (LC2). Nell'allegato 1 sono riportati dettagliatamente i procedimenti e i valori ottenuti per entrambi i livelli e per tutti i tipi di meccanismi studiati.

²² Circolare n. 617/2009 – C8A.1.A.4

Corpo C

Meccanismo 1.16: Parete 2 piani – Ribaltamento globale con coefficiente di attrito e di compenetrazione (Vulnus)

Parete	Analisi Cinematica Lineare (SLV)		Analisi Cinematica Non Lineare (SLV)	
	LC1	LC2	LC1	LC2
S	Verificata	Verificata	Verificata	Verificata
U	Verificata	Verificata	Verificata	Verificata
V	Verificata	Verificata	Verificata	Verificata

Parete	Analisi Cinematica Lineare (SLV)			Analisi Cinematica Non Lineare (SLV)		
	LC1	LC2	$a_0^*_{LC2}/a_0^*_{LC1}$	LC1	LC2	$d_u^*_{LC2}/d_u^*_{LC1}$
	$a_0^* [m/s^2]$	$a_0^* [m/s^2]$		$d_u^* [m]$	$d_u^* [m]$	
S	3,6726	4,144	1,128	1,139	1,145	1,005
U	1,905	2,344	1,23	0,666	0,7266	1,09
V	3,7219	4,1995	1,1283	1,1505	1,1533	1,0024

Meccanismo 1.7: Parete trattenuta superiormente da cordolo

Parete	Analisi Cinematica Lineare (SLV)		Analisi Cinematica Non Lineare (SLV)	
	LC1	LC2	LC1	LC2
S	Verificata	Verificata	Verificata	Verificata
U	Verificata	Verificata	Verificata	Verificata
V	Verificata	Verificata	Verificata	Verificata

Meccanismo 1.18: Parete trattenuta superiormente da cordolo

Parete	Analisi Cinematica Lineare (SLV)		Analisi Cinematica Non Lineare (SLV)	
	LC1	LC2	LC1	LC2
S	Verificata	Verificata	Verificata	Verificata
U	Verificata	Verificata	Verificata	Verificata
V	Verificata	Verificata	Verificata	Verificata

Meccanismo 1.12: Parete a 3 piani - Rottura per trazione dell'ultimo piano (Vulnus)

Parete	Analisi Cinematica Lineare (SLV)		Analisi Cinematica Non Lineare (SLV)	
	LC1	LC2	LC1	LC2
S	Non verificata	Non verificata	Verificata	Verificata
U	Non verificata	Non verificata	Non verificata	Verificata
V	Non verificata	Non verificata	Non verificata	Non verificata

Le tabelle precedenti indicano come i risultati dell'analisi lineare e non lineare cambino al mutare delle informazioni possedute relativamente al fabbricato analizzato e quindi alle diverse caratteristiche meccaniche dei materiali e ai differenti fattori di confidenza usati. Si sottolinea, inoltre, un aspetto da non trascurare al fine di una completa interpretazione dei dati: i risultati relativamente alla verifica o meno di una parete risultano pressoché coincidenti per quasi tutte le pareti e i meccanismi, nel caso in cui ciò non avvenga, si nota un miglioramento, riscontrabile solo a livello delle ultime cifre decimali, tra la conoscenza limitata, per cui non risultano verificate, e la conoscenza più approfondita, per la quale si ha la verifica. La causa di ciò è che l'unico fattore

influenzato dall'aumento del livello di conoscenza è l'arretramento della cerniera, in quanto dipendente dalle caratteristiche del materiale, tuttavia l'influenza di tale parametro nello stabilizzare il cinematismo risulta minima. Per quanto riguarda, invece, i valori ottenuti dell'accelerazione spettrale e della capacità di spostamento ultimo per LC1 e LC2, che sono stati indicati solamente per il meccanismo che prevede l'arretramento della cerniera (meccanismo 1.16), si ha che il rapporto tra a_0^* di LC2 e a_0^* di LC1 risulta essere sensibilmente superiore all'unità, mentre il rapporto tra d_u^* di LC2 e d_u^* di LC1 è circa pari ad uno. Questi rapporti indicano, anche in tal caso, un miglioramento, seppur minimo che si ricava all'aumentare della conoscenza relativa ai materiali di cui si compone il manufatto.

6.6 Osservazioni finali

Le analisi appena condotte a livello locale ai paragrafi 6.5.2 e seguenti hanno evidenziato la possibilità che si possano formare meccanismi di ribaltamento nei vari corpi del complesso, questo tuttavia non implica che tali meccanismi possano effettivamente formarsi. L'analisi cinematica infatti parte dall'ipotesi che il cinematismo sia possibile, dunque che la parete sia già in una situazione fessurata in modo tale da consentirne il movimento, e ne studia l'attivazione e l'evoluzione, senza però indagare come si sia giunti all'attivazione. La mancata evidenza di cinematismi in atto è un fattore che va a favore di sicurezza in quanto generalmente l'energia necessaria per rompere la parete è superiore a quella di attivazione del meccanismo, dando quindi un margine di sicurezza maggiore. Come emerge da quanto trattato in precedenza, l'analisi del quadro fessurativo non ha mostrato lesioni tali da rendere evidente la presenza di possibili cinematismi. Tale considerazione dovrà essere ben valutata nel caso si proceda alla progettazione di un intervento volto ad inibire la formazione dei possibili cinematismi non verificati.

Capitolo 7:

Verifica dei meccanismi d'insieme mediante analisi numerica

7.1	Verifica dei meccanismi d'insieme mediante il programma 3Muri.....	313
	<i>Descrizione del programma.....</i>	313
7.2	Definizione del modello.....	314
	<i>Modellazione delle pareti.....</i>	314
	<i>Modellazione dei solai.....</i>	316
7.3	Analisi statica non lineare (push-over).....	318
	<i>Effetti dell'aggregazione sul comportamento strutturale.....</i>	322
7.4	Modelli liberi in LC1.....	325
7.5	Modelli con vincoli cedevoli elasticamente in LC1.....	332
7.6	Modelli con vincoli cedevoli elasticamente in LC2.....	339
7.7	Conclusioni.....	346

Lo studio sin qui condotto ha consentito di individuare il metodo più opportuno per la modellazione dell'edificio al fine di comprendere il comportamento dello stesso di fronte all'azione sismica. In particolare, data la prevalenza di murature e orizzontamenti, approssimabili come infinitamente rigidi, sulla base di quanto detto nelle NTC 2008 nelle Linee Guida, si è optato per un'analisi statica di tipo non lineare, definita anche push-over, la quale, pur presentando una maggior semplicità computazionale rispetto ad un'analisi dinamica, consente di ottenere stime più realistiche di un'analisi statica lineare. L'esecuzione di tale tipo di analisi è avvenuta mediante il programma 3Muri.

7.1 Verifiche dei meccanismi d'insieme mediante il programma 3Muri

Descrizione del programma

3Muri è un programma per il calcolo sismico degli edifici in muratura, basato sul metodo FME (Frame by Macro Element) attraverso cui la struttura è schematizzata come un telaio equivalente costituito da elementi detti macroelementi. Il programma è nato dalla collaborazione tra la società S.T.A. DATA e un gruppo di specialisti, responsabile dell'elaborazione del motore di calcolo, guidato dal prof. Sergio Lagomarsino (Università di Genova)¹. Le problematiche con cui ogni metodo di calcolo deve relazionarsi sono varie, in particolare devono essere schematizzati dei legami costitutivi che ben descrivano il comportamento, anche sotto azioni dinamiche, dei vari materiali, e il comportamento della struttura, il modello deve coglierne sia le caratteristiche globali che le interazioni tra i vari elementi; il tutto poi deve armonizzarsi con le prescrizioni stabilite dalle normative vigenti. Negli anni sono stati proposti vari metodi di calcolo per analizzare il comportamento sismico delle strutture in muratura: il metodo POR, il metodo ad elementi finiti, il metodo a telaio equivalente con macroelementi. Il metodo POR venne formulato negli anni Ottanta con lo scopo di sviluppare una procedura semplificata che permettesse di ottenere un'analisi incrementale a collasso senza richiedere un eccessivo onere computazionale, tale metodo poteva essere applicato solo a strutture in cui il solaio potesse essere considerato infinitamente rigido rispetto alla muratura, e non considerava il contributo resistente dato delle fasce di piano; date le semplificazioni i risultati non coglievano appieno le caratteristiche della struttura: la rigidità strutturale risultava sovrastimata, mentre, la duttilità strutturale veniva fortemente sottostimata. Altro modo di studiare le strutture in muratura è quello di discretizzare

¹ S.T.A. DATA, *Manuale d'uso di 3MURI*

Software 3Muri, Versione 5.0.200 Professional, Licenza n. 14045 acquistata dall'Università degli Studi di Padova

le pareti attraverso elementi finiti (FEM), il metodo consente un'analisi molto accurata ma solo a condizione di avere un'ottima conoscenza dei parametri che descrivono il comportamento della muratura, anche in campo non lineare, il che spesso risulta di difficile attuazione; a ciò si aggiunge l'elevato onere computazionale richiesto, tanto maggiore quanto più è dettagliata la mesh con cui si schematizza la muratura. Rispetto ai precedenti il metodo a telaio equivalente utilizzato da 3Muri presenta alcuni vantaggi: da un lato è un modello che ben rappresenta il comportamento reale degli edifici in quanto elaborato sulla base dell'osservazione dei meccanismi di danno riscontrati sulle murature in seguito ad un sisma, dall'altro la schematizzazione introdotta riduce considerevolmente l'onere computazionale (e di conseguenza anche i tempi di elaborazione) rispetto ad un modello FEM pur operando in campo non lineare. Nelle nuove normative caratteristica molto importante per le strutture è la duttilità, cioè la capacità delle strutture di deformarsi a carico pressoché costante una volta superata la fase elastica e di dissipare l'energia del sisma attraverso fenomeni di isteresi. La duttilità è misurata sulla base dello spostamento come rapporto tra il massimo spostamento raggiungibile dalla struttura prima di collassare e lo spostamento al limite elastico. La duttilità è dunque il parametro che viene analizzato da 3Muri per valutare la resistenza sismica delle strutture, infatti valutando lo spostamento di un punto di controllo (in genere posto in sommità) rispetto alla forza agente alla base della struttura si ottiene una curva di capacità in cui, in fase di verifica, lo spostamento offerto viene confrontato con quello richiesto dall'azione sismica. Se lo spostamento offerto risulta superiore allo spostamento richiesto la struttura risulta globalmente verificata, altrimenti 3Muri fornisce informazioni sulle zone più critiche sulle quali è necessario intervenire per migliorare il comportamento strutturale.

7.2 Definizione del modello

La creazione del modello dell'edificio avviene in più fasi: da prima si importa la geometria della struttura, direttamente da un file .dxf, successivamente si passa alla creazione di pareti e nodi, ad ogni elemento vengono attribuite le proprietà meccaniche specifiche e infine sono introdotti gli orizzontamenti e le forometrie presenti.

Modellazione delle pareti

La schematizzazione a telaio equivalente con macroelementi deriva dall'osservazione del danno sulle pareti in seguito al sisma. In generale si individuano tre tipologie di rottura variabili a seconda delle condizioni di vincolo, della geometria e delle caratteristiche dei materiali:

- rottura per taglio;

- rottura per pressoflessione e schiacciamento negli spigoli;
- rottura per scorrimento.

Poiché tali rotture vanno a localizzarsi principalmente su porzioni di muratura delimitate dalle aperture, l'idea è quella di schematizzare le pareti attraverso macroelementi che rappresentino tali porzioni.

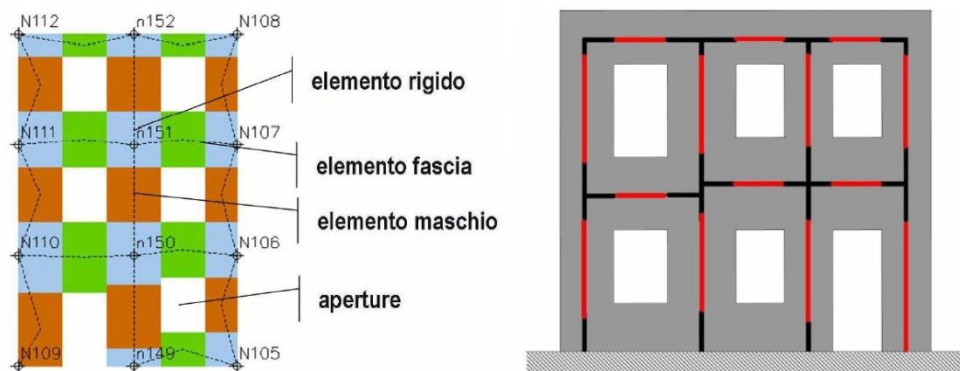


Figura 7.1: Rappresentazione della suddivisione in macroelementi mediante mesh

Figura 7.2: Rappresentazione mediante "telaio equivalente"

(Tratte da: S.T.A. DATA, *Manuale d'uso di 3MURI*, p. 11)

Si introducono in tal modo tre tipologie di macroelemento ognuna corrispondente ad una specifica porzione del pannello murario:

- elemento **maschio** - situato nelle zone di parete ai lati delle aperture;
- elemento **fascia** - situato al di sopra e al di sotto delle aperture;
- elemento **rigido** - situati nelle restanti porzioni di muratura.

Questi ultimi si schematizzano come porzioni di muratura indeformabili, in quanto collocati in zone confinate, e si considerano infinitamente rigidi rispetto agli elementi collocati attorno alle aperture. Di solito collegano diverse fasce di piano e durante l'azione sismica redistribuiscono le sollecitazioni agli elementi vicini. Infine tali elementi pur rappresentando un oggetto sviluppato prevalentemente su due dimensioni (il pannello murario) possono essere resi equivalenti ad elementi lineari. Collegando tra loro i vari elementi si ottiene un telaio equivalente che, pur essendo una semplificazione della realtà, ben rappresenta il comportamento della struttura, andando a semplificare il lavoro di analisi poiché gli elementi così schematizzati presentano un numero inferiore di gradi di libertà rispetto a quelli che possono venir valutati, ad esempio, in un'analisi ad elementi finiti.

Nel caso studiato, sono stati scelti per le murature le caratteristiche già definite nell'analisi cinematica locale, sulla base delle indicazioni fornite dalla normativa italiana.

Nello specifico, per la muratura si è adoperata la tipologia costituita da mattoni pieni e malta di calce, senza la definizione di alcun parametro migliorativo e scegliendo un livello di conoscenza limitata LC1.

Tipologia	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _m [N/cm ²]	Resistenza a taglio [N/cm ²]
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1500,00	500,00	18	177,78	4,44

Nel caso di pareti in calcestruzzo è stata fatta una distinzione a seconda della conoscenza o meno del tipo di c.a. adoperato. In generale, a favore di sicurezza, in caso di mancanza di informazioni, sono stati utilizzati i parametri relativi ad un C16/20 per il calcestruzzo e all'Fe360 per l'armatura in acciaio, i cui valori sono stati opportunamente ridimensionati sulla base del livello di conoscenza.

Modellazione dei solai

Oltre alle murature il modello tridimensionale dell'edificio è composto dai solai. Questi svolgono un duplice ruolo nella struttura: trasmettere sia i carichi verticali che le azioni orizzontali alle murature. Nell'analisi sismica quest'ultimo aspetto risulta fondamentale, in particolare il parametro più importante è la rigidezza del solaio nel proprio piano. Un solaio infinitamente rigido permette di redistribuire le forze sismiche agenti sulle singole pareti proporzionalmente alla loro rigidezza e in fase post-elastica di redistribuire le azioni tra le pareti anche in caso di cedimenti localizzati, mentre in un solaio deformabile le azioni trasmesse risultano proporzionali alle masse che gravano direttamente su quella parete e quindi la distribuzione è indipendente dalla resistenza della parete stessa. I solai rigidi, sebbene siano auspicabili per un buon comportamento strutturale, non sono sempre realizzabili nel caso di interventi di recupero o adeguamento sismico dove la sostituzione di solai lignei (deformabili) con solai in laterocemento (rigidi), oltre ad essere di difficile realizzazione, risulta deleteria in quanto comporta un aumento delle masse sismiche. Nella modellazione strutturale è dunque fondamentale tener conto dell'effettiva rigidezza dei solai; per tal motivo 3Muri schematizza i solai come elementi finiti superficiali con comportamento membranale, in grado di trasmettere sforzi nel piano, e con comportamento anisotropo per tener conto delle diverse rigidezze che si possono avere nelle due direzioni principali.

In particolare, nel complesso analizzato sono state adoperate le seguenti tipologie di orizzontamenti: solai in laterocemento e solette piene (solai rigidi). Per ciascuna tipologia sono

state definite le caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi resistenti come le dimensioni delle travi, interasse, modulo di elasticità E e modulo di taglio G .

Per quanto concerne la definizione delle azioni di carico (carichi permanenti strutturali G_k , carichi permanenti non strutturali $G_{k,agg}$ e carichi accidentali Q) queste sono state aggiornate in base alla normativa vigente, come definito precedentemente nel caso dell'analisi locale. Dal momento che il programma non consente di modellare le coperture, il carico G_k di queste è stato aggiunto al valore di carico del solaio che costituisce il sottotetto.

Le scale, anch'esse non modellate, sono state schematizzate mediante solai rigidi, mono e bidirezionali.

Da sottolineare il fatto che, in fase di modellazione della struttura e definizione delle caratteristiche meccaniche e geometriche degli elementi verticali e orizzontali, sono state fatte delle semplificazioni a causa della complessità della struttura e della conformazione tipica del fabbricato in aggregato. In aggiunta si deve esplicitare il fatto che poiché alcuni elementi, di cui non si posseggono informazioni progettuali, non risultavano verificati già dal primo passo dell'analisi si è deciso di migliorarne le caratteristiche ipotizzate, in particolare delle strutture orizzontali (cordoli e travi in c.a.), aumentando, ad esempio, il numero di ferri e staffe in acciaio e, conseguentemente, la resistenza, per poter permettere all'analisi di giungere a conclusione. Per tal motivo i risultati ottenuti non possono essere considerati del tutto veritieri: potrebbero essere quelli che si potrebbero raggiungere con un eventuale intervento.

Le semplificazioni introdotte risultano essere le seguenti:

- il timpano del corpo D è stato sostituito e schematizzato con carichi lineari;
- le finestre con terminazione ad arco del corpo C e sono state ricondotte ad aperture rettangolari, aventi dimensioni massime;
- aperture troppo piccole e ravvicinate tra loro sono state eliminate e sostituite da una unica più grande (al secondo piano del corpo C verso il palazzo).

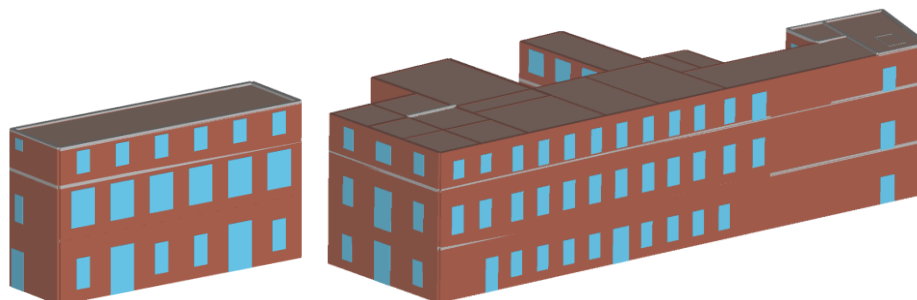


Figura 7.3: Viste assonometriche dei modelli a telaio equivalente dei corpi del complesso Cavalli. Partendo dall'alto a sinistra: Corpo A, B, C e D. Il colore marrone indica le strutture in muratura, il grigio le strutture in c.a., il grigio scuro gli orizzontamenti. Di colore azzurro sono indicate invece le aperture (porte e finestre).

Definita la struttura, la fase successiva consiste nella meshatura, attraverso la quale sulle facce del modello vengono creati macroelementi di piano. Attraverso colorazioni differenti della mesh è possibile riconoscere maschi murari, fasce di piano ed elementi rigidi (Figura 7.1). Il collegamento tra di loro avviene tramite i nodi, distinti in bidimensionali quando giacciono su un maschio o su una fascia muraria, in tridimensionali qualora colleghino due maschi murari non complanari. Inoltre, i nodi alla base della struttura devono essere vincolati impedendo, in tal modo, lo spostamento e la rotazione.

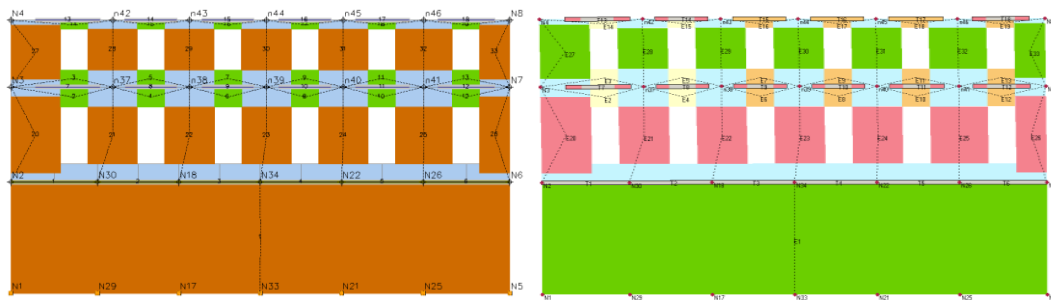


Figura 7.4: Mesh creata dal software per la schematizzazione della parete (parete 1 - corpo C) come telaio equivalente. In marroncino sono indicati i maschi murari, il verde rappresenta le fasce di piano e l'azzurro gli elementi rigidi.

Figura 7.5: La stessa parete è riproposta sottoponendola ad analisi push-over con indicazione della risposta dei macroelementi. In verde maschi e fasce rimangono integri, il giallo indica il raggiungimento della plasticità per taglio, il rosa la plasticità per pressoflessione e l'arancio la rottura a taglio.

I parametri dell'azione sismica sono ricavati autonomamente dal software inserendo la località in cui è sito l'edificio (nome della città o coordinate geografiche: nel presente caso sono state inserite le coordinate relative alla zona di Padova in cui sorge l'edificio), vita nominale V_N (≥ 50 anni) e classe d'uso C_U (III – edifici con grandi affollamenti).

7.3 Analisi statica non lineare (push-over)

L'analisi operata da 3Muri è di tipo statico non lineare, detta così perché le forze sono applicate staticamente alla struttura e perché si valuta il comportamento della struttura anche in campo non lineare. Tale analisi rispetto ad una di tipo dinamico ha il vantaggio di richiedere un inferiore onere computazionale pur fornendo gli stessi risultati. L'analisi si realizza, valutando per successivi step di carico, le deformazioni della struttura (attraverso lo studio degli spostamenti di un punto di controllo) indotte dall'applicazione (statica) di una forza crescente ad ogni step.

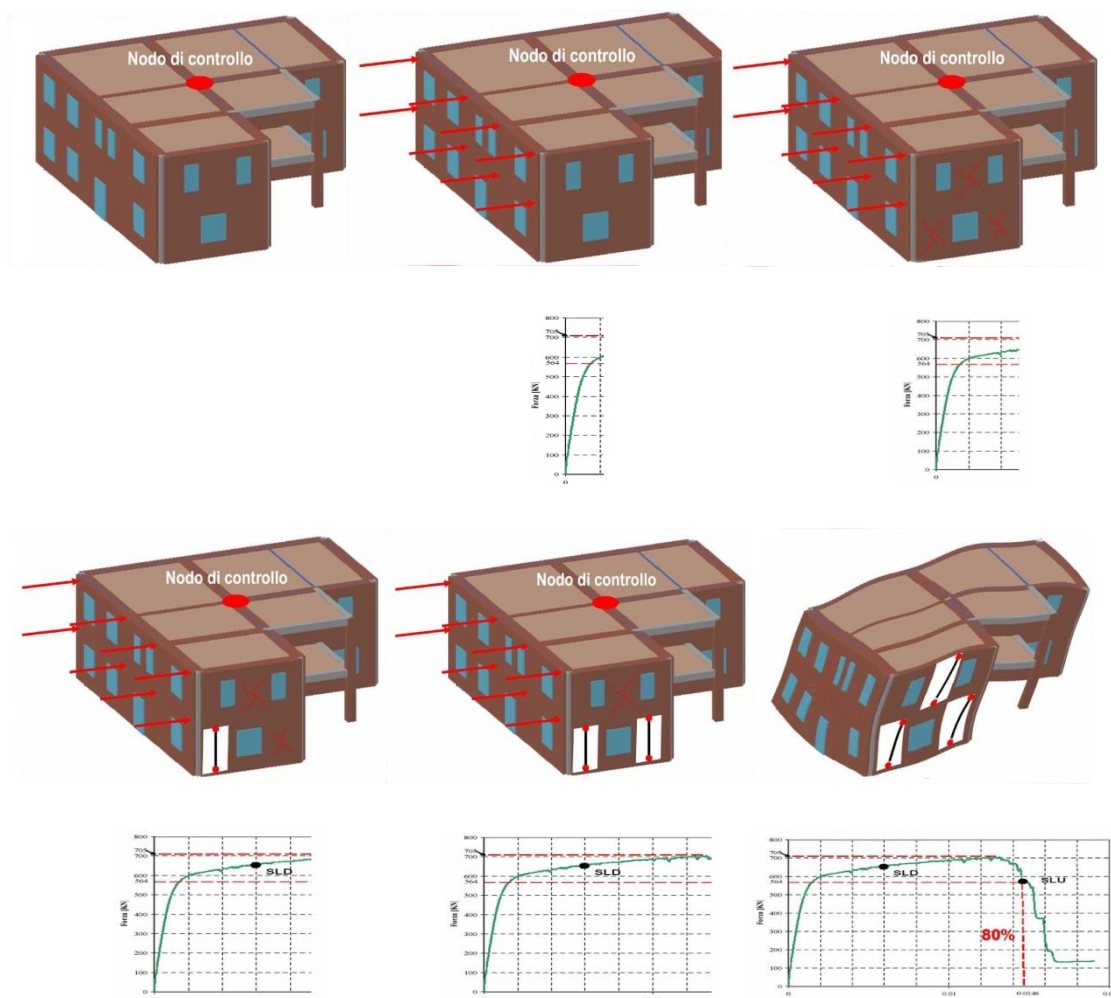


Figura 7.6: Fasi dell'analisi statica non lineare (push-over)
 (Tratte da: S.T.A. DATA, *Manuale d'uso di 3MURI*, p. 20)

Dopo aver definito direzione e verso dell'azione sismica ($\pm X$, $\pm Y$), la distribuzione delle forze sismiche, se proporzionali alle masse o al primo modo di vibrare, e l'eccentricità accidentale del centro di massa rispetto al centro di rigidezza ($\pm 5\%$ della dimensione massima dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica), dalle loro combinazioni si ottengono 24 analisi. Per quanto riguarda la scelta, obbligatoria, del nodo di controllo, esso, secondo quanto detto dalle NTC2008, andrebbe posto all'ultimo piano in corrispondenza del baricentro; il programma non consente tale scelta ma permette di considerare una media pesata degli spostamenti di piano che in linea di principio servirebbe a rendere indipendenti i risultati delle analisi dalla scelta del nodo, anche se in realtà questi risultano ancora in parte influenzati dal nodo di controllo utilizzato, tale funzione è in via di perfezionamento. Nel caso studio, la preferenza di tale punto è avvenuta ponendolo all'ultimo piano (secondo) di ciascuno dei corpi considerati, in posizione possibilmente baricentrica o laddove si valutavano gli spostamenti maggiori.

Le verifiche che possono essere effettuate sono le seguenti:

- Stato Limite Ultimo – Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

$$D_{max} \leq D_u$$

D_{max} : Spostamento massimo individuato dallo spettro elastico e richiesto dalla normativa;

D_u : Spostamento massimo offerto dalla struttura. Corrisponde al decadimento della curva push-over di un valore pari al 20% di quello massimo e avendo quale condizione che il valore di q^* sia minore di 3, dove q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

- Stato Limite di Esercizio – Stato Limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_d$$

D_{max}^{SLD} : Spostamento massimo calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno e richiesto dalla normativa.

D_d : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0,003).

- Stato Limite di Operatività (SLO):

$$D_{max}^{SLO} \leq D_o$$

D_{max}^{SLO} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa e calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività;

D_o : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0,002).

E' possibile inoltre valutare gli indicatori di rischio sismico: il parametro α_u è l'indicatore del rischio di collasso mentre il parametro α_e rappresenta il rischio di inagibilità dell'opera. I valori superiori all'unità indicano che il livello di rischi sismico è vicino o uguale a quelli richiesti dalle norme, mentre valori bassi e inferiori all'unità rappresentano un rischio elevato². In maniera più dettagliata possono essere calcolati come segue:

Indicatore del rischio di collasso:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}}$$

Indicatore del rischio d'inagibilità dell'opera:

$$\alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%}}$$

Essendo:

PGA_{DS} : accelerazione stimata di danno severo;

² OPCM n. 3362 dell'8 settembre 2004

PGA_{DL} : accelerazione stimata di danno lieve;

$PGA_{10\%}$: accelerazione al suolo attesa con probabilità di superamento del 10% nell'arco della V_R ;

$PGA_{50\%}$: accelerazione al suolo attesa con probabilità di superamento del 50% nell'arco della V_R .

In generale, in base alle prescrizioni normative, l'analisi statica non lineare consente di valutare la risposta della struttura rispetto a forze orizzontali associate a carichi gravitazionali e rispetto a forze orizzontali che consentono di aumentare, in modo monotono, lo spostamento del punto di controllo fino al collasso³. Tali forze possono essere applicate ad ogni livello in modo tale da ottenere una distribuzione proporzionale alle masse o proporzionale al prodotto delle masse per la deformata del primo modo di vibrare. Il primo tipo di distribuzione è in grado di rappresentare meglio la struttura in campo elastico, il secondo tipo, invece, è più ideale quando si raggiungono grandi deformazioni.

Come già detto si ottengono 24 analisi statiche non lineari, in quanto si considerano le due direzioni principali del sisma ($\pm X, \pm Y$), l'eccentricità e appunto il tipo di distribuzione delle forze.

Il prodotto di ogni analisi è una curva di capacità che rappresenta lo spostamento del punto di controllo al variare della sollecitazione alla base della struttura e rappresenta quindi il rapporto forza/spostamento. E' possibile ricondurre lo spostamento massimo d_{max}^* (NTC 2008) di un sistema a NGDL (MDOF) a un sistema a 1GDL (SDOF).

L'andamento della curva consiste in un primo tratto crescente in maniera lineare all'aumentare della forza, in seguito, al crescere del carico, alcuni elementi passano dalla fase elastica a quella plastica, risultando ancora in grado di trasmettere i carichi verticali ma non offrendo più alcuna resistenza alle azioni orizzontali; essi quindi non vengono più valutati nel calcolo e al loro posto viene introdotta una biella. Con l'ulteriore aumento del carico sempre più elementi raggiungono lo stato limite, la struttura si ritiene convenzionalmente collassata (secondo la normativa) una volta che si raggiunge una forza alla base pari all'80% di quella massima raggiunta. Conseguentemente a quanto detto, il valore d_u non è solo lo spostamento massimo ma anche il valore ultimo per una struttura a NGDL (MDOF). È da notare che la curva di capacità ottenuta è indipendente dall'azione sismica ma è una caratteristica intrinseca della struttura che dipende da soli fattori geometrici e di resistenza dei materiali.

Infine le verifiche richieste consistono nel confrontare la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

³ NTC2008 - cap. 7.3.4.1

Effetti dell'aggregazione sul comportamento strutturale

Il complesso Cavalli, come già molte volte accennato, presenta delle particolarità significative dovute sia ai materiali e tecniche costruttive differenti sia alla complessità dell'impianto planimetrico e al comportamento strutturale che questo potrebbe assumere in caso di evento sismico a causa dell'aggregazione tra le diverse unità strutturali che lo compongono. L'interazione avviene non solo tra le cinque unità che lo compongono ma anche con gli edifici retrostanti che definiscono l'isolato su cui sorge, in particolare con Palazzo Zuckermann.

Il modello di calcolo proposto deve tenere in considerazione questi aspetti, che risultano rilevanti ai fini del reale comportamento che la costruzione assume di fronte a un eventuale evento sismico.

Come punto preliminare dello studio è necessario sottolineare che, mentre la schematizzazione della struttura e dei materiali relativi è di facile attuazione grazie al software 3Muri, la rappresentazione del comportamento che può assumere un edificio in quanto facente parte di un aggregato risulta essere più complessa. Infatti, interagendo tra loro, durante l'azione sismica, per via della reciproca vicinanza e connessione, i vari corpi hanno risposte diverse da quelle che avrebbero se fossero completamente indipendenti. Assunzioni queste che sono rilevanti ai fini della loro applicazione al caso analizzato e della modellazione dei diversi corpi componenti l'aggregato. Il software usato permette di assegnare ai nodi che compongono la mesh dei valori di rigidezza elastica, permettendo in tal modo di modellare un vincolo.

Il valore della rigidezza si ricava schematizzando la parete come una mensola incastrata alla base su cui agisce, in sommità, una forza orizzontale e considerando quali parametri meccanici quelli del materiale componente i setti (muratura in mattoni pieni e malta di calce) in base alle indicazioni date dalla normativa.

In particolare, tale valore assume la seguente formulazione:

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EJ} + 1,2 \frac{h}{GA}}$$

Essendo:

J: momento d'inerzia della sezione del setto. Varia a seconda delle dimensioni del setto;

E: modulo di elasticità normale dei setti (varia a seconda del materiale, muratura in mattoni pieni e malta di calce o in calcestruzzo). Per la muratura in mattoni pieni e malta di calce è pari a 1500 MPa⁴;

⁴ Circolare n. 617 del 2/2/2009 - Tabella C8A.2.1

G: modulo di elasticità tangenziale dei setti (varia a seconda del materiale, muratura in mattoni pieni e malta di calce o in calcestruzzo). Per la muratura in mattoni pieni e malta di calce è pari a 500 MPa⁵;

A: area della sezione del setto espressa in metri;

h: altezza del setto espressa in metri.

Prima di procedere al calcolo del valore di K è necessario sottolineare che le scelte compiute per il numero e la collocazione dei vincoli è frutto delle analisi compiute fino a questo punto che hanno portato ad individuare le connessioni e le relazioni dei vari corpi considerati con quelli ad essi adiacenti. Nel caso studiato, i vincoli hanno riguardato la connessione del corpo C con il corpo A in corrispondenza della facciata esterna su Corso Garibaldi, e il corpo D il quale si relaziona con gli edifici adiacenti dell'isolato, in particolar modo con Palazzo Zuckermann (verso Corso Garibaldi) e un edificio di un solo piano verso via G. Matteotti, la connessione con il corpo B₂, invece, non è stata considerata per la presenza di un giunto tra i due corpi.

Di seguito sono riportati i valori delle rigidzze calcolati per i diversi corpi componenti l'aggregato e per i diversi livelli in cui si pongono i vincoli dato che K varia con l'altezza a cui questi sono posizionati. Si tenga presente che la numerazione riportata della parete e del nodo deriva da quella assegnata al modello dal software 3Muri durante la schematizzazione. Si riportano inoltre le dimensioni del setto considerato, in quanto parametro fondamentale per l'attribuzione del valore di rigidzza, e la direzione in cui il vincolo agisce. Si deve precisare, per una maggior comprensione, che la direzione X è quella corrispondente all'asse nord-sud, la direzione Y è quella perpendicolare allo stesso (parallela alla facciata principale del palazzo).

Corpo	Parete	Nodo	L [m]	S [m]	h [m]	J [m ⁴]	A [m]	K [N/m]	Direzione del vincolo
C	1	N2	18,45	0,42	5,50	219,815	7,749	534.290.022	Ux
C	1	N3	18,45	0,42	10,20	219,815	7,749	236.297.847	Ux
D	2	N10	3,75	0,4	4,96	1,7578	1,5	42.804.122,26	Uy
D	2	N11	3,75	0,4	10,3	1,7578	1,5	6.467.373,369	Uy
D	2	N12	3,75	0,4	13,80	1,7578	1,5	2.822.305,819	Uy
D	6	N14	19	0,4	4,96	228,633	7,6	593.500.674,9	Ux
D	6	N15	19	0,4	10,30	228,633	7,6	231.764.889	Ux
D	6	N16	19	0,4	13,80	228,633	7,6	144.670.213,5	Ux
D	14	N34	6,4	0,4	4,96	8,738	2,56	128.978.517	Ux

Si noti che la modellazione compiuta non è stata condotta prendendo in considerazione il valore di K riportato nella tabella sovrastante; infatti, sulla base dei risultati già ottenuti in precedenti

⁵ Ibid.

lavori di tesi⁶, sono stati adoperati valori di rigidezza ridotti di un ordine di grandezza, rispetto a quelli indicati. Tale operazione è stata eseguita dal momento che è stato dimostrato come il modello che schematizza meglio il comportamento in aggregato è quello che esibisce vincoli con rigidezza pari a quella che rappresenta il muro come mensola incastrata alla base, ridotta di un ordine di grandezza.

Scopo principale è di ottenere la miglior schematizzazione strutturale possibile del complesso in analisi. Per tal motivo sono stati elaborati diversi modelli di calcolo che rappresentano condizioni differenti del manufatto, prestando particolare attenzione alle condizioni in cui esso si trova, anche in relazione agli edifici vicini. Nello specifico la modellazione vede diverse tipologie come preannunciato dalle premesse suddette:

- Modello 1: la schematizzazione prevede di considerare i singoli edifici componenti il complesso Cavalli separatamente; gli unici vincoli presenti sono quelli che idealizzano l'attacco a terra, le caratteristiche dei materiali sono assunte considerando un livello di conoscenza LC1;
- Modello 2: gli edifici vengono modellati considerando l'interazione che ciascuno di essi ha con i corpi adiacenti, simulando, in tal maniera, il tipico comportamento in aggregato e quindi introducendo dei vincoli, cedevoli elasticamente, che rappresentano la connessione tra costruzioni collegate tra loro. Come precedentemente descritto la rigidezza assegnata a ciascuno di essi è stata opportunamente calcolata e ridotta di un ordine di grandezza, le caratteristiche dei materiali sono assunte considerando un livello di conoscenza LC1;
- Modello 3: gli edifici vengono modellati con vincoli cedevoli elasticamente come nel caso precedente, le caratteristiche dei materiali, invece, sono assunte considerando un livello di conoscenza LC2.

La formulazione successivamente riportata, per semplicità espositiva, indicherà il numero di modello, 1, 2 o 3, sulla base di quanto appena detto, e la lettera identificativa del corpo preso in considerazione, così come sempre usato nella trattazione.

Le immagini riportate di seguito e nell'allegato 3 fanno riferimento all'ultimo step di carico calcolato dal programma che non sempre corrisponde al punto in cui lo spostamento dell'edificio

⁶ M. Pengo, *Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento di Palazzo Cà Borin*, tesi di laurea, relatore prof. C. Modena, Anno Accademico 2012-2013

raggiunge il suo valore ultimo D_u ma ad un valore di spostamento superiore; si è fatta questa scelta poiché in tale condizione sono più evidenti i meccanismi di danno che si sviluppano.

7.4 Modelli liberi in LC1

Il primo modello preso in considerazione per i quattro corpi schematizzati e analizzati considera la struttura come isolata gli unici vincoli presi in considerazione sono quelli che simulano la presenza di un sistema di fondazione e che, perciò, sono posizionati a terra. Da sottolineare il fatto che questo tipo di schematizzazione mediante un modello libero è un'idealizzazione estrema, che mal rappresenta il reale comportamento dell'edificio in aggregato. Di seguito si riportano per ciascun corpo le assunzioni e i risultati ottenuti dalla modellazione e dalla conseguente analisi push-over.

Modello 1.C

Il modello del corpo C è stato realizzato considerando una muratura in mattoni pieni e malta di calce e solai in laterocemento, per i cordoli e le travi, non avendo informazioni a riguardo, si è adoperato un calcestruzzo, a favore di sicurezza, equivalente ad un odierno C16/20 con i valori opportunamente ridotti tramite il fattore di confidenza. L'analisi è stata condotta in riferimento agli spostamenti del nodo N12.

I risultati delle 24 analisi push-over condotte sul modello sono restituiti nella tabella seguente: sono riportati gli spostamenti massimi e ultimi per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Operatività (SLO), l'indicatore del rischio di collasso α_u e del rischio d'inagibilità dell'opera α_e .

Si nota che per quanto riguarda lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, le analisi sono tutte non verificate (rosso) in direzione Y e X, ad eccezione di quattro in quest'ultima direzione che risultano verificate (verde). Alcune analisi sia in X che in Y risultano non verificate allo Stato Limite di Danno (SLD) mentre le 24 analisi sono tutte verificate allo Stato Limite di Operatività (SLO). In grigio sono indicate le analisi più gravose, in direzione X e in direzione Y, in quanto presentano, rispettivamente, il coefficiente di attivazione α_u più piccolo.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	D_{max} SLU [cm]	D_u SLU [cm]	q^* SLU	Verif.	D_{max} SLD [cm]	D_d SLD [cm]	Verif.	D_{max} SLO [cm]	D_o SLO [cm]	Verif.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	1,66	1,62	1,51	NO	0,62	1,42	SI	0,52	1,42	SI	0,98	2,13
2	+X	1°modo	0,0	2,01	1,51	2,03	NO	0,74	1,43	SI	0,61	1,43	SI	0,78	1,82
3	-X	Masse	0,0	1,62	1,71	1,34	SI	0,62	1,71	SI	0,52	1,71	SI	1,05	2,52
4	-X	1°modo	0,0	1,98	1,63	1,83	NO	0,74	1,56	SI	0,61	1,56	SI	0,85	1,99

5	+Y	Masse	0,0	4,19	1,68	3,37	NO	1,59	1,68	SI	1,18	1,68	SI	0,40	1,05
6	+Y	1°modo	0,0	4,59	1,78	3,93	NO	1,74	1,53	NO	1,29	1,53	SI	0,39	0,88
7	-Y	Masse	0,0	4,35	2,16	3,32	NO	1,65	1,83	SI	1,22	1,83	SI	0,50	1,11
8	-Y	1°modo	0,0	4,72	2,28	3,95	NO	1,79	1,70	NO	1,33	1,70	SI	0,48	0,95
9	+X	Masse	35,4	1,63	1,65	1,47	SI	0,61	1,45	SI	0,51	1,45	SI	1,01	2,19
10	+X	Masse	-35,4	1,68	1,63	1,50	NO	0,63	1,45	SI	0,52	1,45	SI	0,98	2,15
11	+X	1°modo	35,4	2,00	1,56	2,06	NO	0,73	1,29	SI	0,61	1,29	SI	0,81	1,66
12	+X	1°modo	-35,4	2,04	1,55	1,99	NO	0,76	1,47	SI	0,63	1,47	SI	0,79	1,83
13	-X	Masse	35,4	1,60	1,69	1,34	SI	0,61	1,63	SI	0,51	1,63	SI	1,04	2,44
14	-X	Masse	-35,4	1,66	1,79	1,35	SI	0,64	1,74	SI	0,54	1,74	SI	1,06	2,50
15	-X	1°modo	35,4	1,94	1,61	1,85	NO	0,72	1,42	SI	0,60	1,42	SI	0,86	1,86
16	-X	1°modo	-35,4	1,99	1,66	1,86	NO	0,74	1,59	SI	0,62	1,59	SI	0,86	2,01
17	+Y	Masse	123,6	4,19	1,79	3,42	NO	1,59	1,54	NO	1,18	1,54	SI	0,43	0,97
18	+Y	Masse	-123,6	4,20	2,57	3,38	NO	1,60	1,96	SI	1,18	1,96	SI	0,61	1,23
19	+Y	1°modo	123,6	4,61	1,70	3,91	NO	1,75	1,34	NO	1,30	1,34	SI	0,37	0,77
20	+Y	1°modo	-123,6	4,59	2,40	3,85	NO	1,75	1,70	NO	1,29	1,70	SI	0,52	0,97
21	-Y	Masse	123,6	4,26	1,68	3,54	NO	1,62	1,64	SI	1,20	1,64	SI	0,40	1,01
22	-Y	Masse	-123,6	4,40	2,61	3,34	NO	1,67	1,72	SI	1,24	1,72	SI	0,59	1,03
23	-Y	1°modo	123,6	4,63	2,22	4,27	NO	1,76	1,58	NO	1,30	1,58	SI	0,48	0,90
24	-Y	1°modo	-123,6	4,79	2,43	3,80	NO	1,82	1,71	NO	1,35	1,71	SI	0,51	0,94

Tabella 7.1: Risultati dell'analisi push-over – Corpo C

L'analisi più gravosa risulta essere la numero 19. E' l'analisi in cui il sisma avviene in direzione +Y (positiva), il carico sismico è proporzionale al primo modo di vibrare e l'eccentricità è di +123,6 cm. Essa ha un valore α_u pari a 0,37. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 37,0% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, in altre parole l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 37,0% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

Nel presente caso la verifica risulta non soddisfatta per lo SLV, mentre lo è per gli stati limiti SLD e SLO.

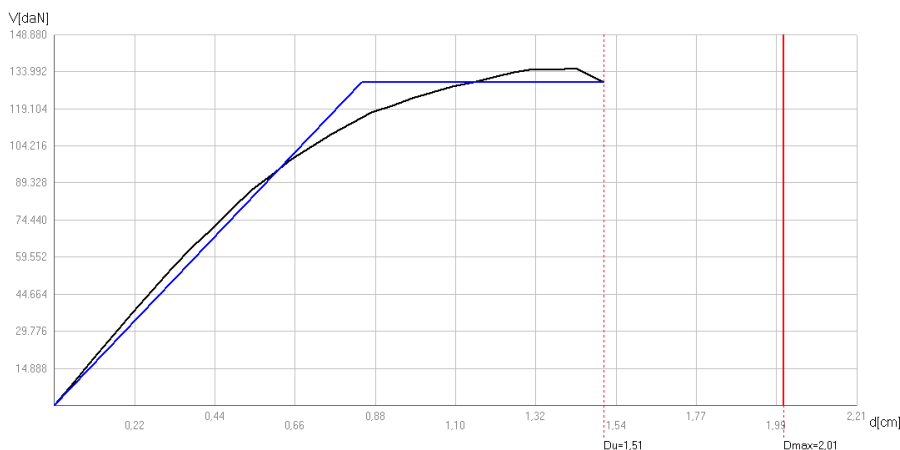


Grafico 7.1: Curva di capacità riferita all'analisi più gravosa in direzione +Y

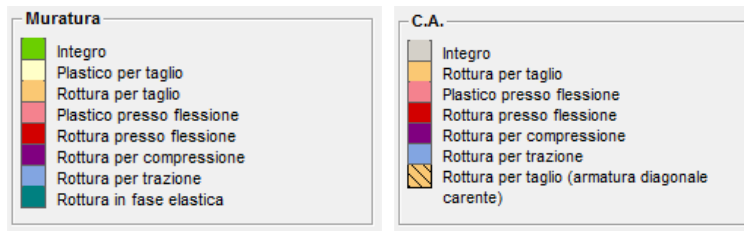
Di seguito si riportano i valori dei parametri ottenuti dall'analisi più gravosa (numero 19). Per una visualizzazione più dettagliata della presente analisi si rimanda all'allegato 3.

	TR _C								TR = costante	
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	70	712	0,098	0,94	0,41	2,54	0,28	0,434	0,34	0,369
SLD	47	75	0,627	0,42	0,35	2,54	0,24	0,845	0,32	0,766
SLO	47	45	1,044	0,35	0,35	2,54	0,24	1,018	0,36	1,034

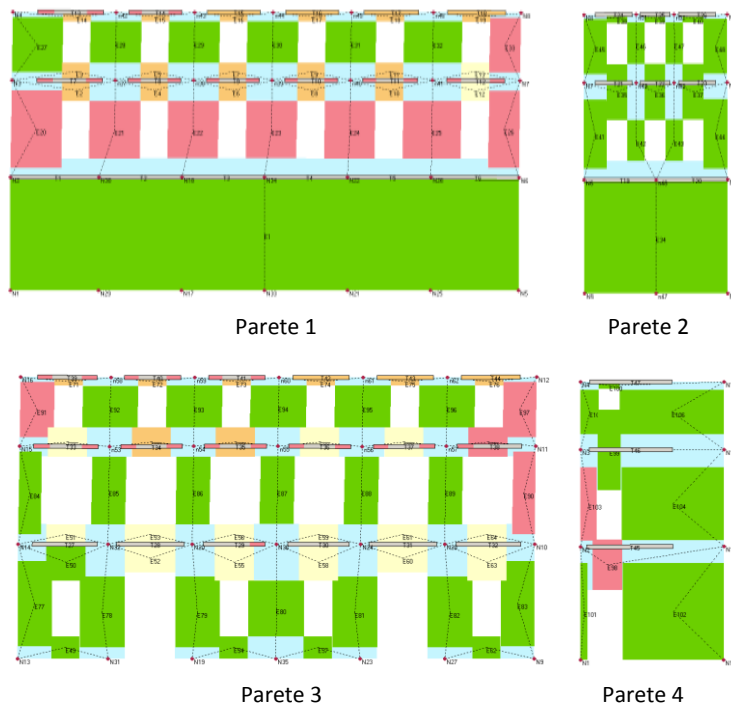
I parametri di analisi corrispondenti sono:

- Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,738 \text{ s}$
- Massa del sistema equivalente: $m^* = 559.067,95 \text{ kg}$
- Massa totale: $w = 976.753,28 \text{ kg}$
- Duttilità disponibile: è data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico = 1,44
- Fattore di partecipazione modale [C.7.3.5]: $\Gamma = 1,32$
- Forza di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]: $F_y^* = 362,89 \text{ kN}$
- Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]: $d_y^* = 0,90 \text{ cm}$
- Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d_u^* = 1,29 \text{ cm}$

Le configurazioni di rottura dei principali setti che compongono il corpo C sono riportate di seguito. Per una lettura più precisa si include la legenda che rappresenta il comportamento della muratura e del calcestruzzo, indicando il tipo di rottura o il mantenimento della sua integrità.



Pareti esterne:



Viste assometriche:

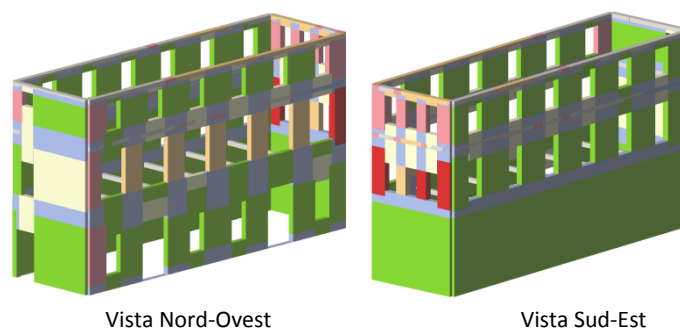


Figure 7.1: Rappresentazione delle pareti e viste assometriche dell'edificio allo Stato Limite Ultimo (SLV)

In direzione X l'azione più gravosa è la numero 2; la direzione del sisma è +X (positiva), il carico sismico è proporzionale al primo modo di vibrare e l'eccentricità risulta essere di 0,0 cm. Il valore α_u è di 0,78.

Modello 1.D

Le pareti del corpo D sono state modellate attribuendone le caratteristiche di una muratura realizzata in mattoni pieni e malta di calce, per la modellazione dei solai realizzati con il metodo Hennebique si è proceduto da prima modellando le travi in calcestruzzo che li compongono e poi la soletta, ipotizzata come rigida; non consentendo il programma, nella versione usata, di modellare dettagliatamente le coperture, si è scelto di schematizzarle attraverso l'uso di solai lignei. Le analisi sono state condotte prendendo come riferimento gli spostamenti del nodo N36.

I risultati delle 24 analisi push-over sono restituiti nella tabella seguente: sono riportati gli spostamenti massimi e ultimi per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Operatività (SLO), l'indicatore del rischio di collasso α_u e del rischio d'inagibilità dell'opera α_e .

Si nota che per quanto riguarda lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, le analisi sono tutte verificate (verde) in direzione Y; nella direzione X, invece, sono tutte verificate ad eccezione di una. Allo Stato Limite di Danno (SLD) e allo Stato Limite di Operatività (SLO) appaiono tutte verificate. In grigio sono indicate le analisi più gravose, in direzione X e in direzione Y, poiché presentano, rispettivamente, il coefficiente di attivazione α_u più piccolo.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	D _{max} SLU [cm]	D _u SLU [cm]	q* SLU	Verif.	D _{max} SLD [cm]	D _d SLD [cm]	Verif.	D _{max} SLO [cm]	D _o SLO [cm]	Verif.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	2,39	2,39	1,93	SI	0,93	1,86	SI	0,75	1,86	SI	1,00	1,95
2	+X	1°modo	0,0	2,80	3,89	2,00	SI	1,12	2,45	SI	0,83	1,68	SI	1,37	2,19
3	-X	Masse	0,0	2,31	2,50	1,97	SI	0,88	1,97	SI	0,73	1,97	SI	1,07	2,13
4	-X	1°modo	0,0	2,72	3,60	2,16	SI	1,09	2,30	SI	0,81	1,65	SI	1,31	2,10
5	+Y	Masse	0,0	1,93	2,15	1,81	SI	0,71	1,68	SI	0,59	1,68	SI	1,10	2,17
6	+Y	1°modo	0,0	2,27	3,45	1,97	SI	0,87	2,16	SI	0,71	2,16	SI	1,47	2,36
7	-Y	Masse	0,0	1,98	2,40	1,90	SI	0,72	1,81	SI	0,60	1,81	SI	1,18	2,28
8	-Y	1°modo	0,0	2,32	3,25	2,05	SI	0,89	2,01	SI	0,72	2,01	SI	1,36	2,17
9	+X	Masse	292,4	2,23	2,27	1,83	SI	0,85	1,97	SI	0,71	1,97	SI	1,02	2,19
10	+X	Masse	-292,4	2,47	2,27	2,27	NO	0,95	1,46	SI	0,76	1,46	SI	0,92	1,50
11	+X	1°modo	292,4	2,66	3,81	1,94	SI	1,07	2,59	SI	0,80	2,35	SI	1,40	2,40
12	+X	1°modo	-292,4	2,90	3,72	2,25	SI	1,14	2,01	SI	0,85	1,41	SI	1,27	1,76
13	-X	Masse	292,4	2,17	2,63	1,88	SI	0,82	1,82	SI	0,68	1,82	SI	1,18	2,09

14	-X	Masse	-292,4	2,45	2,55	2,24	SI	0,94	1,55	SI	0,75	1,55	SI	1,03	1,60
15	-X	1°modo	292,4	2,59	3,78	2,05	SI	1,02	1,97	SI	0,79	1,97	SI	1,43	1,89
16	-X	1°modo	-292,4	2,84	3,87	2,40	SI	1,12	1,94	SI	0,83	1,45	SI	1,25	1,72
17	+Y	Masse	114,1	1,93	2,21	1,82	SI	0,71	1,74	SI	0,59	1,74	SI	1,12	2,24
18	+Y	Masse	-114,1	1,93	2,15	1,81	SI	0,71	1,68	SI	0,59	1,68	SI	1,10	2,17
19	+Y	1°modo	114,1	2,25	3,55	1,98	SI	0,86	2,03	SI	0,71	2,03	SI	1,52	2,25
20	+Y	1°modo	-114,1	2,28	3,38	1,95	SI	0,87	2,10	SI	0,72	2,10	SI	1,43	2,28
21	-Y	Masse	114,1	1,98	2,39	1,90	SI	0,72	1,81	SI	0,60	1,81	SI	1,18	2,28
22	-Y	Masse	-114,1	1,98	2,40	1,91	SI	0,72	1,82	SI	0,60	1,82	SI	1,18	2,28
23	-Y	1°modo	114,1	2,30	3,26	2,05	SI	0,88	2,08	SI	0,72	2,08	SI	1,38	2,26
24	-Y	1°modo	-114,1	2,33	3,26	2,05	SI	0,89	2,02	SI	0,72	2,02	SI	1,36	2,17

Tabella 7.2: Risultati dell'analisi push-over – Corpo D

L'analisi più gravosa risulta essere la numero 10. E' l'analisi in cui il sisma avviene in direzione +X (positiva), il carico sismico è proporzionale alle masse e l'eccentricità è di -292,4 cm. Essa ha un valore α_u pari a 0,92. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 92,0% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, in altre parole l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 92,0% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

Nel presente caso la verifica risulta non soddisfatta per lo SLV, mentre lo è per gli stati limite SLD e SLO.

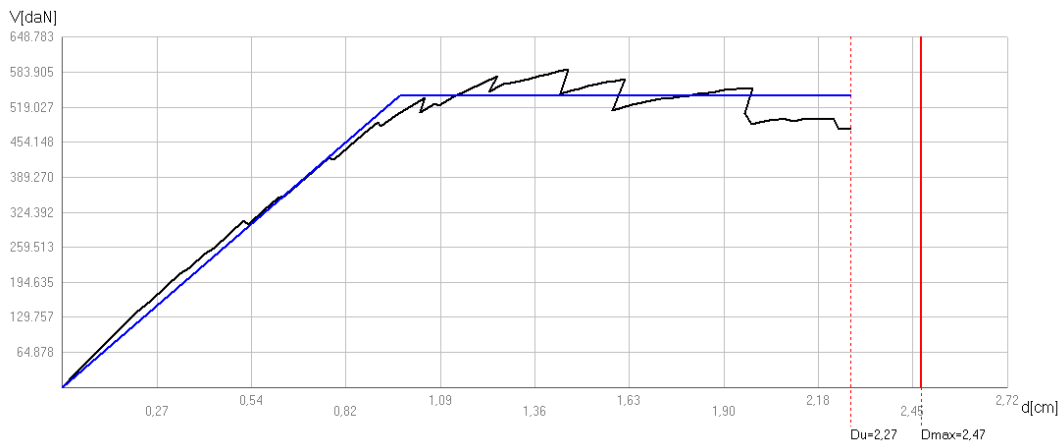


Grafico 7.2: Curva di capacità riferita all'analisi più gravosa in direzione +X

Di seguito si riportano i valori dei parametri ottenuti dall'analisi più gravosa (numero 10). Per una visualizzazione più dettagliata della presente analisi si rimanda all'allegato 3.

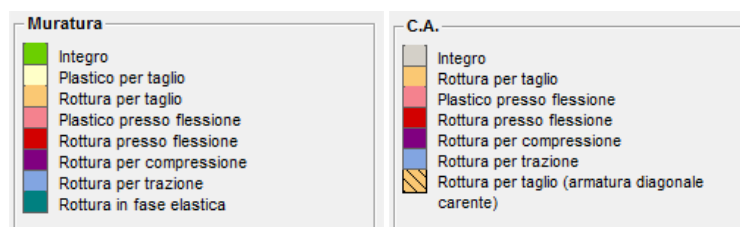
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	TR _C			TR = costante		
					PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	563	712	0,719	0,94	0,86	2,63	0,34	0,921	0,86	0,924

SLD	200	75	2,667	0,42	0,59	2,61	0,32	1,416	0,63	1,499
SLO	200	45	4,444	0,35	0,59	2,61	0,32	1,707	0,67	1,927

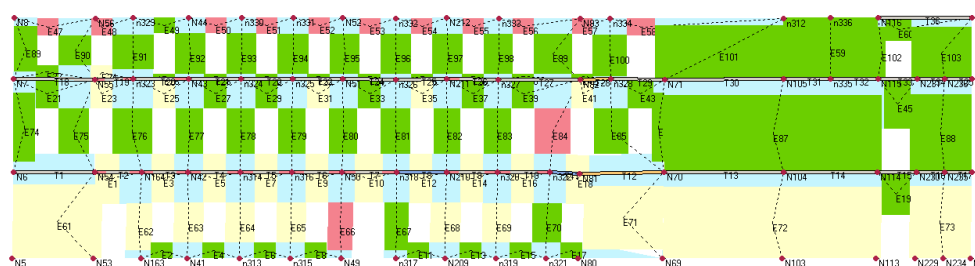
I parametri di analisi corrispondenti sono:

- Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,418 \text{ s}$
- Massa del sistema equivalente: $m^* = 2.461.963,88 \text{ kg}$
- Massa totale: $w = 4.324.435,02 \text{ kg}$
- Duttilità disponibile: è data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico = 2,33
- Fattore di partecipazione modale [C.7.3.5]: $\Gamma = 1,35$
- Forza di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]: $F_y^* = 3990,44 \text{ kN}$
- Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]: $d_y^* = 0,72 \text{ cm}$
- Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d_u^* = 1,68 \text{ cm}$

Le configurazioni di rottura dei principali setti che definiscono il corpo D vengono riportate successivamente. Per una corretta lettura si riporta la legenda che descrive il comportamento della muratura e del calcestruzzo, indicando il tipo di rottura o il mantenimento della sua integrità.



Pareti esterne:



Parete 1

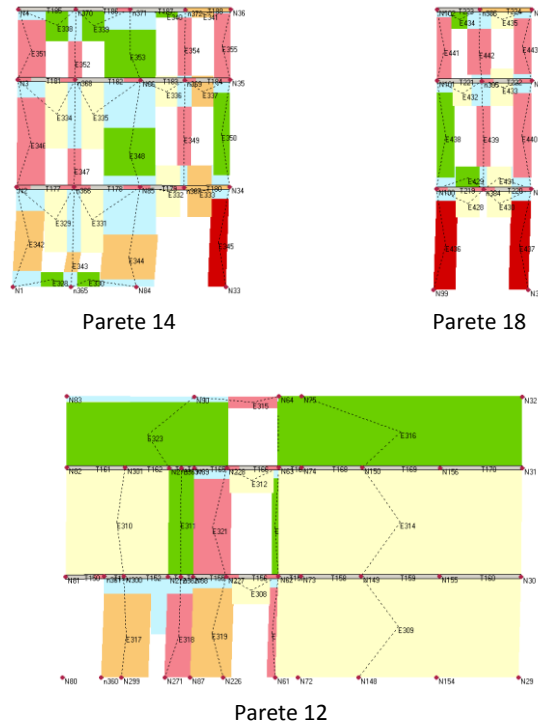


Figure 7.2: Rappresentazione delle pareti dell'edificio allo Stato Limite Ultimo (SLV)

In direzione Y l'analisi più gravosa è la numero 5; la direzione del sisma è +Y (positiva), il carico sismico è proporzionale alle masse e l'eccentricità risulta essere di 0,0 cm. Il valore α_u è di 1,10.

7.5 Modelli con vincoli cedevoli elasticamente in LC1

L'analisi prosegue modellando i diversi corpi in maniera tale da essere vincolati non solo a terra (sistema di fondazione) ma anche alle costruzioni adiacenti, rappresentando in tal modo il comportamento in aggregato. Specificatamente, dopo un'attenta analisi derivata dagli studi preliminari delineati nei capitoli precedenti, sono stati posizionati vincoli nei punti in cui si è riscontrata un'effettiva connessione agente nella direzione parallela al piano della parete.

Modello 2.C

Il modello presenta le stesse caratteristiche dell'1.C, sono stati tuttavia aggiunti i vincoli che schematizzano la presenza di palazzo Cavalli, in particolare per i nodi N2 e N3 sono stati usati vincoli cedevoli elasticamente agenti in direzione X. Come per il modello precedente l'analisi è stata eseguita in riferimento al nodo N12.

La tabella, riportata di seguito, mostra i risultati delle 24 analisi push-over condotte sul modello, in particolare gli spostamenti massimi e ultimi per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV),

lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Operatività (SLO), l'indicatore del rischio di collasso α_u e quello del rischio d'inagibilità dell'opera α_e .

Per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), le analisi sono nella maggior parte dei casi verificate in direzione X mentre sono non verificate (in rosso) in direzione Y. Allo Stato Limite di Danno (SLD) risultano sia verificate che non, allo Stato Limite di Operatività (SLO) risultano invece tutte verificate. In grigio si indicano le analisi più gravose, in direzione X e Y, poiché presentano il coefficiente di attivazione α_u più piccolo rispettivamente.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	D _{max} SLU [cm]	D _u SLU [cm]	q* SLU	Verif.	D _{max} SLD [cm]	D _d SLD [cm]	Verif.	D _{max} SLO [cm]	D _o SLO [cm]	Verif.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	1,50	1,67	1,41	SI	0,56	1,36	SI	0,47	1,36	SI	1,08	2,23
2	+X	1°modo	0,0	1,72	3,27	1,45	SI	0,66	3,27	SI	0,55	3,27	SI	1,72	4,31
3	-X	Masse	0,0	1,42	1,96	1,20	SI	0,56	1,68	SI	0,47	1,68	SI	1,27	2,72
4	-X	1°modo	0,0	1,82	1,77	1,66	NO	0,68	1,47	SI	0,57	1,47	SI	0,97	2,02
5	+Y	Masse	0,0	4,19	1,68	3,37	NO	1,59	1,68	SI	1,18	1,68	SI	0,40	1,06
6	+Y	1°modo	0,0	4,58	2,21	4,08	NO	1,74	1,36	NO	1,29	1,36	SI	0,48	0,78
7	-Y	Masse	0,0	4,34	2,23	3,33	NO	1,65	1,82	SI	1,22	1,82	SI	0,51	1,10
8	-Y	1°modo	0,0	4,72	2,34	3,96	NO	1,79	1,65	NO	1,33	1,65	SI	0,49	0,92
9	+X	Masse	35,4	1,48	1,60	1,37	SI	0,56	1,39	SI	0,46	1,39	SI	1,06	2,28
10	+X	Masse	-35,4	1,55	1,64	1,43	SI	0,58	1,51	SI	0,48	1,51	SI	1,05	2,37
11	+X	1°modo	35,4	1,68	1,66	1,62	NO	0,61	1,50	SI	0,51	1,50	SI	0,99	2,21
12	+X	1°modo	-35,4	1,89	1,57	1,90	NO	0,69	1,42	SI	0,57	1,42	SI	0,86	1,91
13	-X	Masse	35,4	1,39	1,94	1,18	SI	0,55	1,69	SI	0,46	1,69	SI	1,28	2,78
14	-X	Masse	-35,4	1,46	1,90	1,21	SI	0,58	1,65	SI	0,48	1,65	SI	1,22	2,62
15	-X	1°modo	35,4	1,79	1,80	1,63	SI	0,67	1,55	SI	0,56	1,55	SI	1,00	2,14
16	-X	1°modo	-35,4	1,81	1,73	1,69	NO	0,67	1,52	SI	0,56	1,52	SI	0,96	2,10
17	+Y	Masse	123,6	4,19	1,77	3,39	NO	1,59	1,58	NO	1,18	1,58	SI	0,42	0,99
18	+Y	Masse	-123,6	4,20	2,62	3,36	NO	1,60	1,97	SI	1,18	1,97	SI	0,62	1,23
19	+Y	1°modo	123,6	4,61	1,74	3,89	NO	1,75	1,34	NO	1,30	1,34	SI	0,38	0,77
20	+Y	1°modo	-123,6	4,59	2,41	3,84	NO	1,74	1,70	NO	1,29	1,70	SI	0,52	0,98
21	-Y	Masse	123,6	4,27	2,27	3,57	NO	1,62	1,69	SI	1,20	1,69	SI	0,53	1,04
22	-Y	Masse	-123,6	4,40	1,72	3,13	NO	1,67	1,72	SI	1,24	1,72	SI	0,39	1,03
23	-Y	1°modo	123,6	4,64	2,20	4,25	NO	1,76	1,58	NO	1,30	1,58	SI	0,48	0,90
24	-Y	1°modo	-123,6	4,79	1,70	3,64	NO	1,82	1,70	NO	1,35	1,70	SI	0,36	0,94

Tabella 7.3: Risultati dell'analisi push-over – Corpo C

L'analisi più gravosa risulta essere la numero 24. E' l'analisi in cui il sisma avviene in direzione -Y (negativa), il carico sismico è proporzionale al primo modo di vibrare e l'eccentricità è -123,6 cm. Essa ha un valore α_u pari a 0,36. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 36,0% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di

ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 36,0% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

Nel presente caso la verifica risulta non soddisfatta per lo SLV e per SLD mentre lo è per lo stato limite SLO.

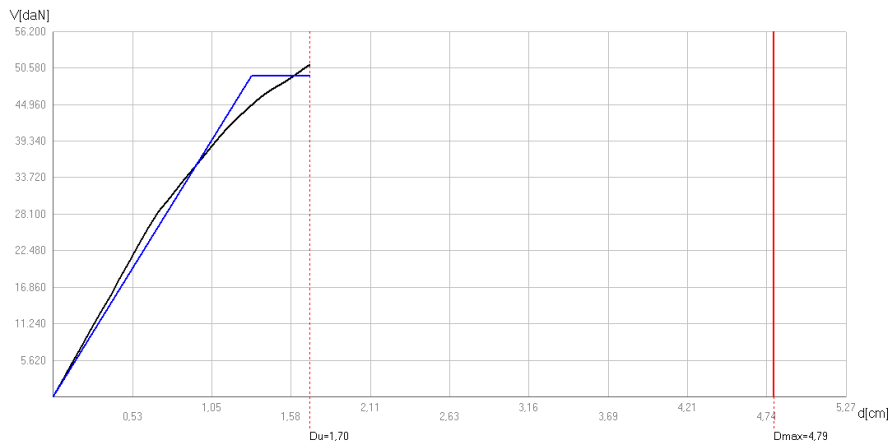


Grafico 7.3: Curva di capacità riferita all'analisi più gravosa in direzione -Y

Nel seguito sono riportati i valori dei parametri ottenuti dall'analisi più gravosa (numero 24). Per una visualizzazione più dettagliata della presente analisi si rimanda all'allegato 3.

					TR _C				TR = costante	
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	67	712	0,094	0,94	0,40	2,54	0,27	0,428	0,33	0,356
SLD	67	75	0,893	0,42	0,40	2,54	0,27	0,960	0,39	0,936
SLO	67	45	1,489	0,35	0,40	2,54	0,27	1,157	0,44	1,264

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,767 \text{ s}$

Massa del sistema equivalente: $m^* = 559.203,35 \text{ kg}$

Massa totale: $w = 976.820,41 \text{ kg}$

Duttilità disponibile: è data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico = 1,30

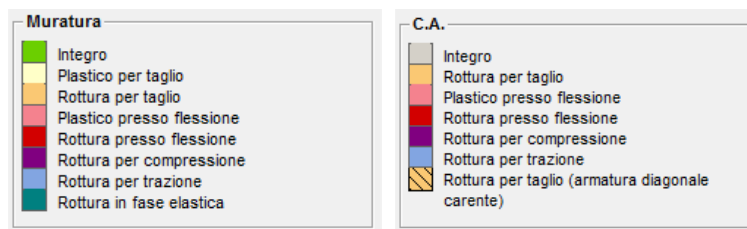
Fattore di partecipazione modale [C.7.3.5]: $\Gamma = 1,32$

Forza di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]: $F_y^* = 375,04 \text{ kN}$

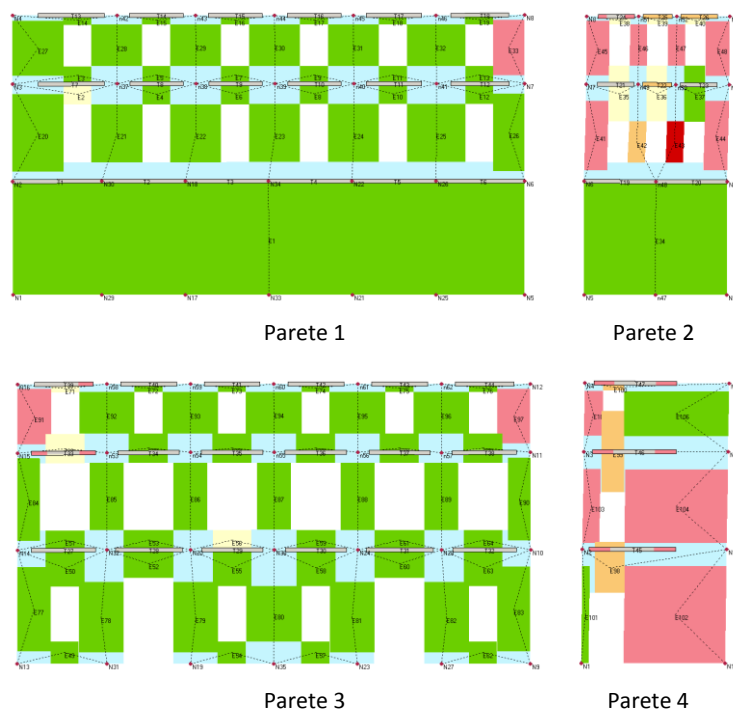
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]: $d_y^* = 1,00 \text{ cm}$

Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d_u^* = 1,30 \text{ cm}$

Le configurazioni di rottura dei principali setti che compongono il corpo C sono di seguito allegate. La legenda illustra il comportamento della muratura e del calcestruzzo, indicando il tipo di rottura o il mantenimento della sua integrità.



Pareti esterne:



Viste assometriche:

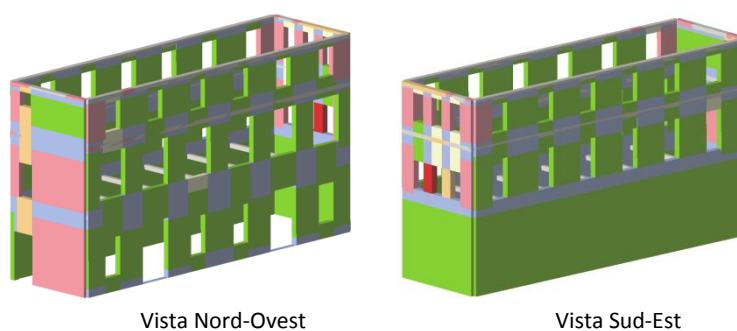


Figure 7.3: Rappresentazione delle pareti e viste assometriche dell'edificio allo Stato Limite Ultimo (SLV)

In direzione X l'azione più gravosa è la numero 12; la direzione del sisma è +X (positiva), il carico sismico è proporzionale al primo modo di vibrare e l'eccentricità risulta essere di -35,4 cm. Il valore α_u è di 0,86.

Modello 2.D

Al modello, costituito sulla base del precedente 1.D, sono stati aggiunti dei vincoli cedevoli elasticamente per tenere conto degli effetti dati dagli edifici circostanti, in direzione X sono stati vincolati i nodi N14, N15, N16 e N34, mentre in direzione Y i nodi N10, N11 e N12. Per le analisi non è sempre stato possibile usare il nodo N36 in quanto il modello non sempre raggiungeva il decadimento del 20% previsto da normativa, impedendo il calcolo del D_u , in particolare per le analisi 1, 2, 3, 9,10 e 14 si è usato il nodo N40.

La tabella, riportata di seguito, mostra i risultati delle 24 analisi push-over condotte sul modello, in particolare gli spostamenti massimi e ultimi per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Operatività (SLO), l'indicatore del rischio di collasso α_u e quello del rischio d'inagibilità dell'opera α_e .

Per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), le analisi sono tutte verificate in direzione Y (in verde); in direzione X risultano tutte verificate, ad eccezione di una. Allo Stato Limite di Danno (SLD) e allo Stato Limite di Operatività (SLO) risultano invece tutte verificate. In grigio si indicano le analisi più gravose, in direzione X e Y, poiché presentano il coefficiente di attivazione α_u più piccolo rispettivamente.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	D_{max} SLU [cm]	D_u SLU [cm]	q^* SLU	Verif.	D_{max} SLD [cm]	D_d SLD [cm]	Verif.	D_{max} SLO [cm]	D_o SLO [cm]	Verif.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	2,27	2,42	1,80	SI	0,87	1,91	SI	0,72	1,77	SI	1,06	2,10
2	+X	1°modo	0,0	2,73	3,12	1,82	SI	1,10	2,23	SI	0,82	1,55	SI	1,13	2,02
3	-X	Masse	0,0	2,17	2,88	1,84	SI	0,82	2,19	SI	0,68	1,69	SI	1,29	2,49
4	-X	1°modo	0,0	2,60	3,77	2,02	SI	1,04	2,13	SI	0,79	1,55	SI	1,42	2,04
5	+Y	Masse	0,0	1,93	2,21	1,80	SI	0,71	1,79	SI	0,59	1,79	SI	1,12	2,30
6	+Y	1°modo	0,0	2,26	3,45	1,95	SI	0,86	2,16	SI	0,71	2,16	SI	1,47	2,36
7	-Y	Masse	0,0	1,97	2,39	1,89	SI	0,72	1,81	SI	0,60	1,81	SI	1,18	2,29
8	-Y	1°modo	0,0	2,32	3,25	2,03	SI	0,89	2,01	SI	0,72	2,01	SI	1,36	2,16
9	+X	Masse	292,4	2,13	2,65	1,54	SI	0,83	2,40	SI	0,69	2,31	SI	1,21	2,72
10	+X	Masse	- 292,4	2,41	2,32	2,05	NO	0,93	1,80	SI	0,74	1,51	SI	0,97	1,88
11	+X	1°modo	292,4	2,52	3,91	1,66	SI	1,01	2,76	SI	0,78	1,95	SI	1,50	2,67
12	+X	1°modo	- 292,4	2,76	3,42	2,15	SI	1,11	1,95	SI	0,82	1,40	SI	1,23	1,77
13	-X	Masse	292,4	2,06	2,53	1,63	SI	0,78	2,20	SI	0,65	2,20	SI	1,19	2,60
14	-X	Masse	- 292,4	2,29	2,48	2,13	SI	0,86	2,04	SI	0,72	1,55	SI	1,07	2,23
15	-X	1°modo	292,4	2,43	3,95	1,82	SI	0,95	2,69	SI	0,76	2,01	SI	1,57	2,72
16	-X	1°modo	- 292,4	2,72	3,88	2,33	SI	1,09	1,85	SI	0,81	1,37	SI	1,29	1,70
17	+Y	Masse	114,1	1,92	2,21	1,81	SI	0,70	1,74	SI	0,59	1,74	SI	1,13	2,24
18	+Y	Masse	- 114,1	1,92	2,15	1,79	SI	0,70	1,67	SI	0,59	1,67	SI	1,10	2,17
19	+Y	1°modo	114,1	2,25	3,47	1,95	SI	0,86	2,03	SI	0,71	2,03	SI	1,49	2,25

20	+Y	1°modo	- 114,1	2,27	3,32	1,93	SI	0,87	2,03	SI	0,71	2,03	SI	1,41	2,22
21	-Y	Masse	114,1	1,97	2,39	1,88	SI	0,72	1,81	SI	0,60	1,81	SI	1,18	2,29
22	-Y	Masse	- 114,1	1,98	2,46	1,90	SI	0,72	1,82	SI	0,60	1,82	SI	1,21	2,28
23	-Y	1°modo	114,1	2,31	3,25	2,04	SI	0,88	2,02	SI	0,72	2,02	SI	1,37	2,19
24	-Y	1°modo	- 114,1	2,33	3,27	2,03	SI	0,90	1,96	SI	0,72	1,96	SI	1,37	2,10

Tabella 7.4: Risultati dell'analisi push-over – Corpo D

L'analisi più gravosa risulta essere la numero 10. E' l'analisi in cui il sisma avviene in direzione +X (positiva), il carico sismico è proporzionale alle masse e l'eccentricità è -292,4 cm. Essa ha un valore α_u pari a 0,97. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 97,0% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 97,0% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

Nel presente caso la verifica risulta non soddisfatta per lo SLV e per SLD mentre lo è per lo stato limite SLO.

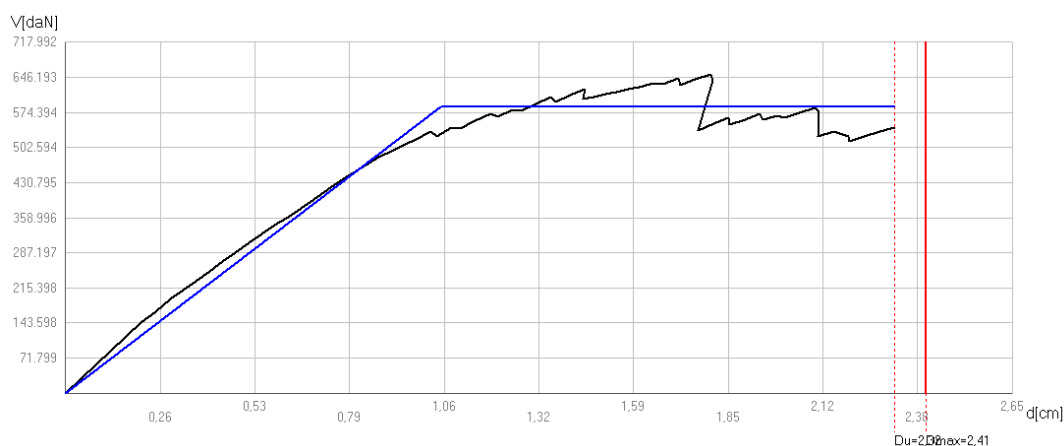


Grafico 7.4: Curva di capacità riferita all'analisi più gravosa in direzione +X

Nel seguito sono riportati i valori dei parametri ottenuti dall'analisi più gravosa (numero 10). Per una visualizzazione più dettagliata della presente analisi si rimanda all'allegato 3.

	TR _C							TR = costante		
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	640	712	0,899	0,94	0,90	2,63	0,34	0,963	0,90	0,966
SLD	350	75	4,667	0,42	0,72	2,63	0,33	1,739	0,78	1,882
SLO	233	45	5,178	0,35	0,62	2,62	0,32	1,806	0,70	2,027

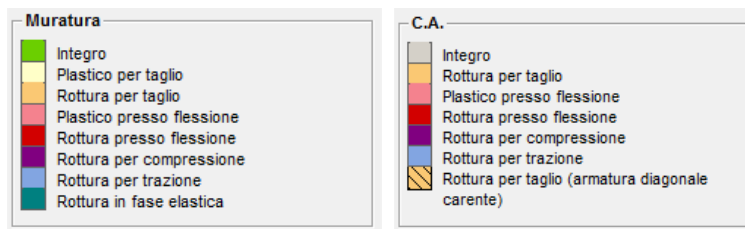
I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,415$ s

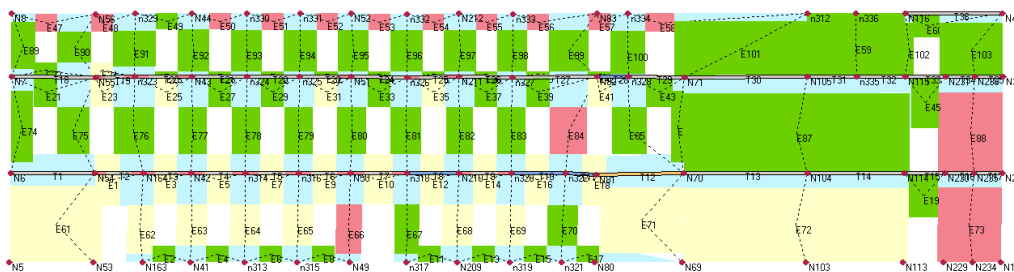
Massa del sistema equivalente: $m^* = 2.435.134,80$ kg

Massa totale: $w = 4.321.998,82 \text{ kg}$
 Duttilità disponibile: è data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico = 2,21
 Fattore di partecipazione modale [C.7.3.5]: $\Gamma = 1,35$
 Forza di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]: $F_y^* = 4358,51 \text{ kN}$
 Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]: $d_y^* = 0,78 \text{ cm}$
 Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d_u^* = 1,72 \text{ cm}$

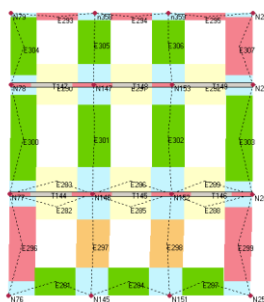
Le configurazioni di rottura dei principali setti che compongono il corpo D sono indicate di seguito. Per una corretta lettura si allega, inoltre, la legenda che rappresenta il comportamento della muratura e del calcestruzzo, indicando il tipo di rottura o il mantenimento della sua integrità.



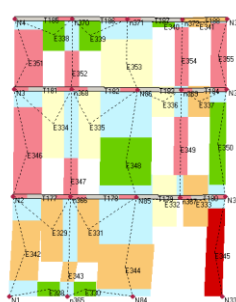
Pareti esterne:



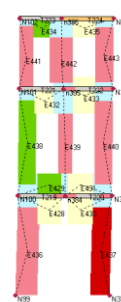
Parete 1



Parete 11

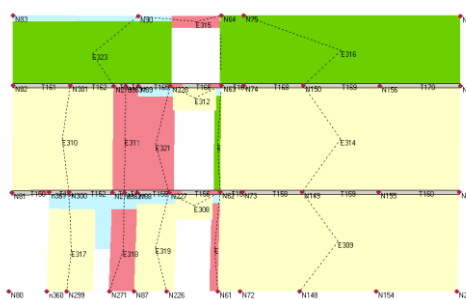


Parete 14



Parete 18

Parete interna:



Parete 12

Figure 7.4: Rappresentazione delle pareti dell'edificio allo Stato Limite Ultimo (SLV)

In direzione Y l'analisi più gravosa risulta essere la numero 18. La direzione del sisma risulta essere positiva (+Y), il carico sismico è proporzionale alle masse e l'eccentricità è di -114,1 cm. Il valore di α_u vale 1,10: la struttura riesce a sopportare una percentuale del 110,0% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni.

7.6 Modelli con vincoli cedevoli elasticamente in LC2

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi push-over condotta per i tre corpi aventi vincoli cedevoli elasticamente e materiali con parametri riferiti a un livello di conoscenza LC2.

Modello 3.C

Il modello risulta identico al 2.C tranne che per le caratteristiche dei materiali in quanto relativi ad un livello di conoscenza LC2. Per l'analisi si è adoperato sempre lo stesso nodo N12. La tabella restituita espone i risultati delle 24 analisi push-over eseguite sul modello, in particolare gli spostamenti massimi e ultimi per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Operatività (SLO), l'indicatore del rischio di collasso α_u e quello del rischio d'inagibilità dell'opera α_e .

Per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), le analisi non risultano verificate in direzione Y (in rosso); in direzione X risultano verificate, ad eccezione di tre. Allo Stato Limite di Danno (SLD) e allo Stato Limite di Operatività (SLO) risultano invece tutte verificate, ad esclusione dell'analisi 19 per lo SLD. In grigio si indicano le analisi più gravose, in direzione X e Y, poiché presentano il coefficiente di attivazione α_u più piccolo rispettivamente.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	D _{max} SLU [cm]	D _u SLU [cm]	q* SLU	Verif.	D _{max} SLD [cm]	D _d SLD [cm]	Verif.	D _{max} SLO [cm]	D _o SLO [cm]	Verif.	Alfa _u	Alfa _e
1	+X	Masse	0,0	1,31	1,75	1,15	SI	0,52	1,53	SI	0,44	1,53	SI	1,23	2,67
2	+X	1°modo	0,0	1,70	1,59	1,56	NO	0,63	1,51	SI	0,52	1,51	SI	0,95	2,20
3	-X	Masse	0,0	1,23	1,96	0,99	SI	0,53	1,96	SI	0,44	1,96	SI	1,38	3,33
4	-X	1°modo	0,0	1,62	1,80	1,41	SI	0,62	1,62	SI	0,51	1,62	SI	1,08	2,41
5	+Y	Masse	0,0	4,22	2,15	2,81	NO	1,60	2,15	SI	1,19	2,15	SI	0,51	1,34
6	+Y	1°modo	0,0	4,60	2,03	3,32	NO	1,75	2,03	SI	1,30	2,03	SI	0,44	1,16
7	-Y	Masse	0,0	4,23	2,17	2,84	NO	1,61	2,17	SI	1,19	2,17	SI	0,51	1,35
8	-Y	1°modo	0,0	4,59	2,07	3,38	NO	1,75	2,07	SI	1,29	2,07	SI	0,45	1,19
9	+X	Masse	35,4	1,29	1,66	1,15	SI	0,52	1,52	SI	0,43	1,52	SI	1,19	2,67
10	+X	Masse	-35,4	1,33	1,74	1,13	SI	0,54	1,74	SI	0,45	1,74	SI	1,21	2,90
11	+X	1°modo	35,4	1,69	1,57	1,57	NO	0,62	1,37	SI	0,52	1,37	SI	0,95	2,04
12	+X	1°modo	-35,4	1,72	1,60	1,54	NO	0,64	1,40	SI	0,53	1,40	SI	0,95	2,04
13	-X	Masse	35,4	1,18	1,85	1,00	SI	0,51	1,79	SI	0,42	1,79	SI	1,36	3,18
14	-X	Masse	-35,4	1,25	2,01	1,03	SI	0,53	1,77	SI	0,44	1,77	SI	1,39	3,03
15	-X	1°modo	35,4	1,58	1,74	1,39	SI	0,60	1,66	SI	0,50	1,66	SI	1,07	2,50
16	-X	1°modo	-35,4	1,65	1,81	1,42	SI	0,63	1,59	SI	0,52	1,59	SI	1,08	2,33
17	+Y	Masse	123,6	4,23	2,03	2,76	NO	1,61	2,01	SI	1,19	2,01	SI	0,48	1,25
18	+Y	Masse	-123,6	4,21	2,46	2,83	NO	1,60	2,40	SI	1,19	2,40	SI	0,58	1,50
19	+Y	1°modo	123,6	4,62	1,95	3,40	NO	1,75	1,50	NO	1,30	1,50	SI	0,42	0,86
20	+Y	1°modo	-123,6	4,60	2,24	3,27	NO	1,75	2,24	SI	1,29	2,24	SI	0,49	1,28
21	-Y	Masse	123,6	4,21	2,02	2,98	NO	1,60	2,02	SI	1,18	2,02	SI	0,48	1,27
22	-Y	Masse	-123,6	4,25	2,43	2,68	NO	1,61	2,43	SI	1,20	2,43	SI	0,57	1,50
23	-Y	1°modo	123,6	4,58	1,94	3,55	NO	1,74	1,79	SI	1,29	1,79	SI	0,42	1,03
24	-Y	1°modo	-123,6	4,62	2,27	3,18	NO	1,76	2,14	SI	1,30	2,14	SI	0,49	1,22

Tabella 7.5: Risultati dell'analisi push-over – Corpo C

L'analisi più gravosa risulta essere la numero 19. E' l'analisi in cui il sisma avviene in direzione +Y (positiva), il carico sismico è proporzionale al primo modo di vibrare e l'eccentricità è +123,6 cm. Essa ha un valore α_u pari a 0,42. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 42,0% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 42,0% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

Nel presente caso la verifica risulta non soddisfatta per lo SLV e per SLD mentre lo è per lo stato limite SLO.

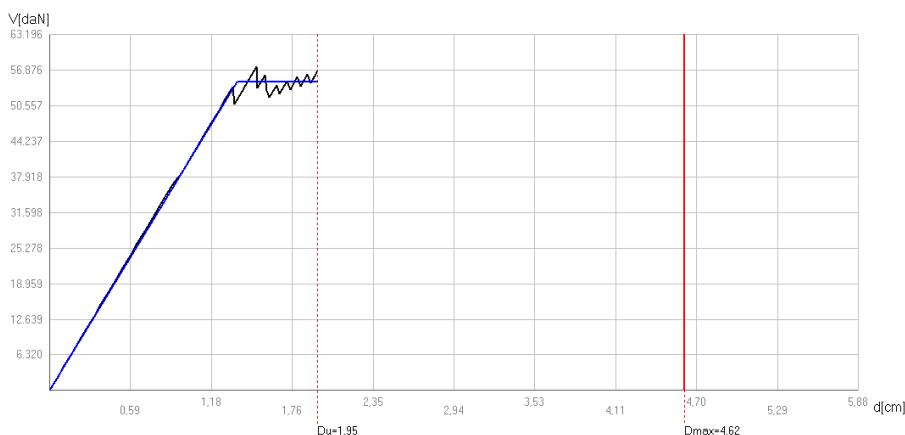


Grafico 7.5: Curva di capacità riferita all'analisi più gravosa in direzione -Y

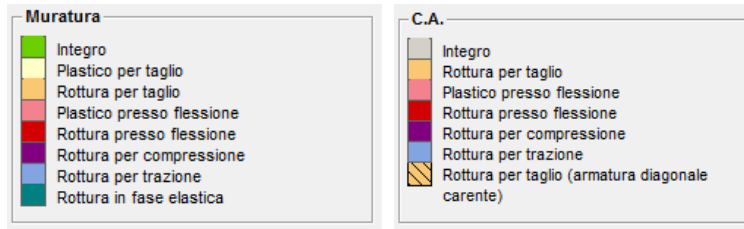
Nel seguito sono riportati i valori dei parametri ottenuti dall'analisi più gravosa (numero 19). Per una visualizzazione più dettagliata della presente analisi si rimanda all'allegato 3.

	TR _C							TR = costante		
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	97	712	0,136	0,94	0,46	2,50	0,29	0,493	0,39	0,422
SLD	56	75	0,747	0,42	0,38	2,54	0,26	0,901	0,36	0,856
SLO	56	45	1,244	0,35	0,38	2,54	0,26	1,086	0,40	1,156

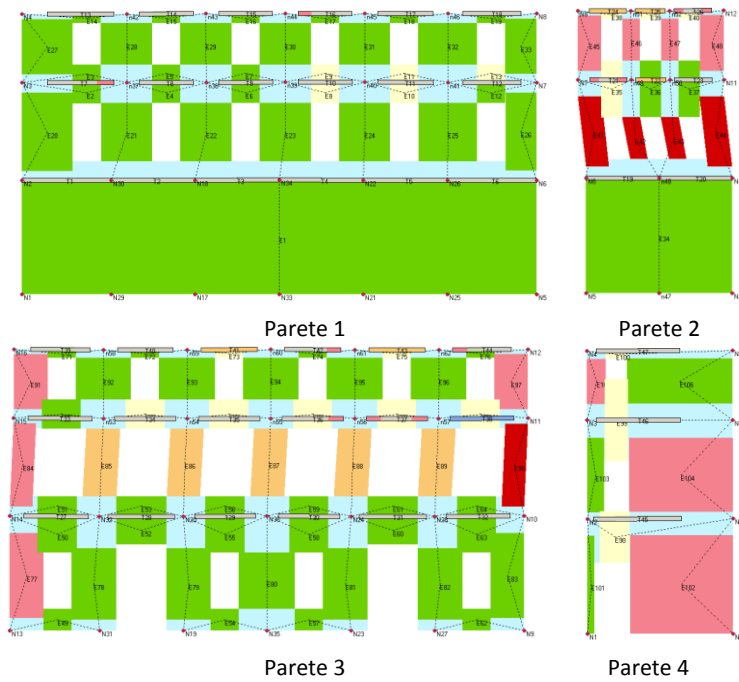
I parametri di analisi corrispondenti sono:

- Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,740$ s
- Massa del sistema equivalente: $m^* = 559.203,35$ kg
- Massa totale: $w = 976.820,40$ kg
- Duttilità disponibile: è data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico = 1,43
- Fattore di partecipazione modale [C.7.3.5]: $\Gamma = 1,32$
- Forza di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]: $F_y^* = 417,01$ kN
- Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]: $d_y^* = 1,03$ cm
- Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d_u^* = 1,48$ cm

Le configurazioni di rottura dei principali setti che compongono il corpo C sono riportate di seguito. Per una corretta lettura si allega, inoltre, la legenda che rappresenta il comportamento della muratura e del calcestruzzo, indicando il tipo di rottura o il mantenimento della sua integrità.



Pareti esterne:



Viste assometriche:

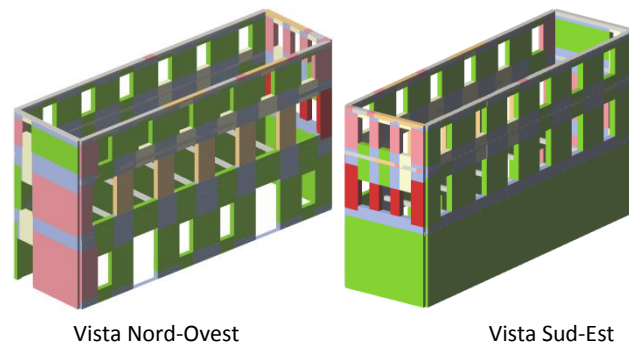


Figure 7.5: Rappresentazione delle pareti e viste assometriche dell'edificio allo Stato Limite Ultimo (SLV)

In direzione X l'analisi più gravosa risulta essere la numero 11. La direzione del sisma risulta essere positiva (+X), il carico sismico è proporzionale al primo modo di vibrare e l'eccentricità è di +35,4 cm. Il valore di α_u vale 0,95: la struttura riesce a sopportare una percentuale del 95,0% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni.

Modello 3.D

Il modello risulta identico al 2.D tranne che per le caratteristiche dei materiali in quanto relativi ad un livello di conoscenza LC2. Per l'analisi, come per il precedente, non è stato sempre possibile adoperare il nodo N36, per cui le analisi 3, 4 e 9 fanno riferimento al nodo N40 mentre la 1 al nodo N60 e la 13 al nodo N4; come visibile, sempre a causa di problemi di mancato decremento del 20% non è stato possibile individuare un unico nodo alternativo all'N36.

La tabella fornisce i risultati delle 24 analisi push-over eseguite sul modello, in particolare gli spostamenti massimi e ultimi per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Operatività (SLO), l'indicatore del rischio di collasso α_u e quello del rischio d'inagibilità dell'opera α_e .

Per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), le analisi risultano tutte verificate in direzione Y e X (in verde). Anche allo Stato Limite di Danno (SLD) e allo Stato Limite di Operatività (SLO) risultano tutte verificate. In grigio si indicano le analisi più gravose, in direzione X e Y, poiché presentano il coefficiente di attivazione α_u più piccolo rispettivamente.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	D _{max} SLU [cm]	D ₀ SLU [cm]	q* SLU	Verif.	D _{max} SLD [cm]	D _d SLD [cm]	Verif.	D _{max} SLO [cm]	D ₀ SLO [cm]	Verif.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	2,10	2,22	1,43	SI	0,83	1,83	SI	0,69	1,83	SI	1,04	2,13
2	+X	1°modo	0,0	2,60	2,95	1,53	SI	1,07	2,18	SI	0,80	1,59	SI	1,12	2,04
3	-X	Masse	0,0	2,10	3,34	1,52	SI	0,81	2,40	SI	0,68	1,88	SI	1,50	2,75
4	-X	1°modo	0,0	2,61	4,86	2,16	SI	1,03	2,16	SI	0,79	1,62	SI	1,39	2,06
5	+Y	Masse	0,0	1,82	2,22	1,49	SI	0,69	1,80	SI	0,58	1,80	SI	1,18	2,39
6	+Y	1°modo	0,0	2,18	3,40	1,60	SI	0,85	1,96	SI	0,71	1,96	SI	1,49	2,21
7	-Y	Masse	0,0	1,90	2,38	1,57	SI	0,72	1,80	SI	0,60	1,80	SI	1,21	2,32
8	-Y	1°modo	0,0	2,26	3,13	1,71	SI	0,88	2,12	SI	0,72	2,12	SI	1,34	2,30
9	+X	Masse	292,4	2,01	2,75	1,28	SI	0,81	2,39	SI	0,67	2,39	SI	1,30	2,79
10	+X	Masse	-292,4	2,29	2,58	1,70	SI	0,89	1,56	SI	0,73	1,52	SI	1,11	1,71
11	+X	1°modo	292,4	2,43	3,72	1,38	SI	1,00	2,87	SI	0,77	2,01	SI	1,47	2,83
12	+X	1°modo	-292,4	2,70	2,76	1,81	SI	1,10	1,86	SI	0,81	1,36	SI	1,02	1,70
13	-X	Masse	292,4	1,94	3,05	1,34	SI	0,77	2,34	SI	0,64	2,34	SI	1,46	2,84
14	-X	Masse	-292,4	2,27	3,05	1,71	SI	0,88	2,23	SI	0,73	1,61	SI	1,30	2,40
15	-X	1°modo	292,4	2,39	3,92	1,54	SI	0,96	2,76	SI	0,76	2,10	SI	1,57	2,79
16	-X	1°modo	-292,4	2,68	3,11	1,95	SI	1,08	1,80	SI	0,80	1,40	SI	1,15	1,67
17	+Y	Masse	114,1	1,82	2,23	1,50	SI	0,69	1,81	SI	0,57	1,81	SI	1,18	2,41
18	+Y	Masse	-114,1	1,84	2,23	1,48	SI	0,70	1,86	SI	0,59	1,86	SI	1,17	2,44
19	+Y	1°modo	114,1	2,15	3,24	1,61	SI	0,84	1,97	SI	0,70	1,97	SI	1,44	2,24
20	+Y	1°modo	-114,1	2,20	3,37	1,59	SI	0,86	2,04	SI	0,71	2,04	SI	1,46	2,27
21	-Y	Masse	114,1	1,89	2,26	1,56	SI	0,72	1,80	SI	0,60	1,80	SI	1,16	2,33

22	-Y	Masse	- 114,1	1,91	2,44	1,59	SI	0,72	1,80	SI	0,60	1,80	SI	1,23	2,32
23	-Y	1°modo	114,1	2,25	3,22	1,70	SI	0,88	2,21	SI	0,72	2,21	SI	1,38	2,41
24	-Y	1°modo	- 114,1	2,28	3,16	1,70	SI	0,89	2,06	SI	0,72	2,06	SI	1,34	2,22

Tabella 7.6: Risultati dell'analisi push-over – Corpo D

L'analisi più gravosa risulta essere la numero 12. E' l'analisi in cui il sisma avviene in direzione +X (positiva), il carico sismico è proporzionale al primo modo di vibrare e l'eccentricità è -292,4 cm. Essa ha un valore α_u pari a 1,02. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 102,0% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 102,0% di quella realmente incidente nella direzione considerata, la struttura è quindi verificata.

Nel presente caso la verifica risulta soddisfatta sia per lo SLV, che per l'SLD che per lo SLO.

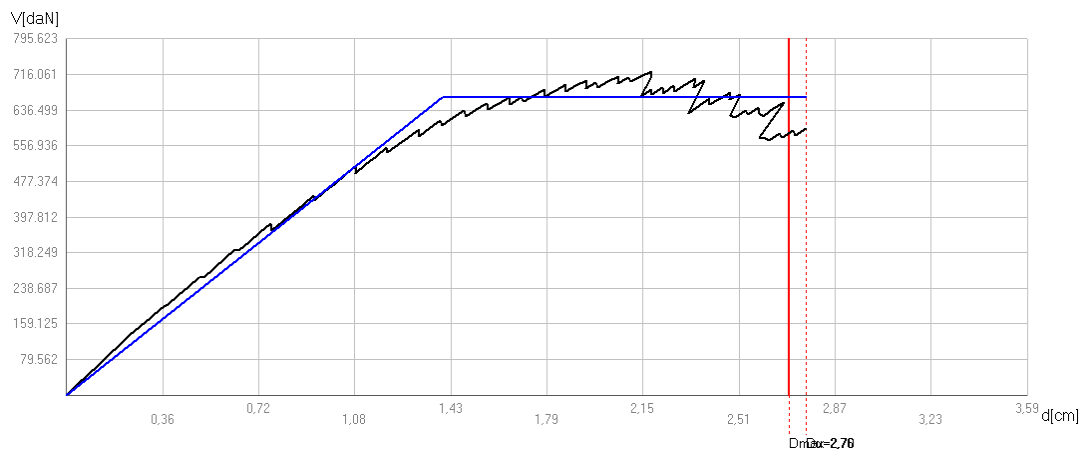


Grafico 7.6: Curva di capacità riferita all'analisi più gravosa in direzione +X

Di seguito sono riportati i valori dei parametri ottenuti dall'analisi più gravosa (numero 12). Per una visualizzazione più dettagliata della presente analisi si rimanda all'allegato 4.

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	TR _C				TR = costante	
					PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	739	712	1,038	0,94	0,95	2,62	0,35	1,014	0,96	1,022
SLD	283	75	3,773	0,42	0,67	2,62	0,32	1,609	0,71	1,702
SLO	132	45	2,933	0,35	0,52	2,52	0,31	1,494	0,58	1,671

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,451$ s
 Massa del sistema equivalente: $m^* = 2.434.593,96$ kg
 Massa totale: $w = 4.321.998,82$ kg

Duttilità disponibile: è data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico = 1,97

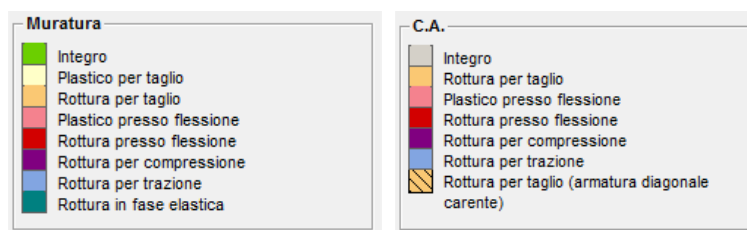
Fattore di partecipazione modale [C.7.3.5]: $\Gamma = 1,35$

Forza di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]: $F_y^* = 4931,02 \text{ kN}$

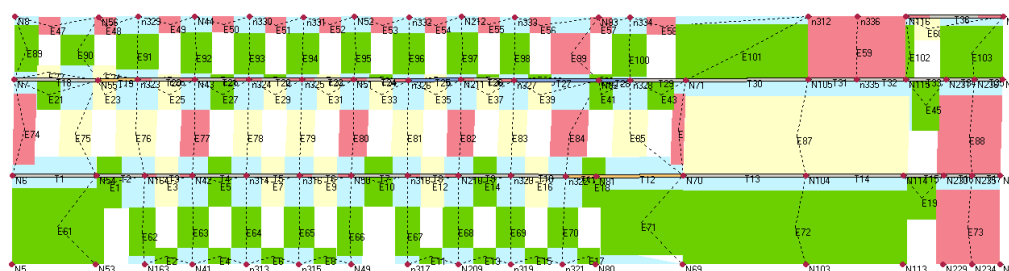
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]: $d_y^* = ,04 \text{ cm}$

Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d_u^* = 2,05 \text{ cm}$

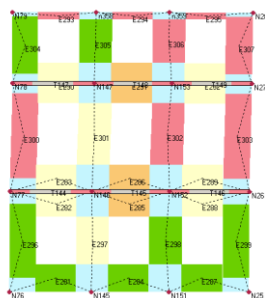
Le configurazioni di rottura dei principali setti che compongono il corpo D sono riportate di seguito. Per una corretta lettura si allega, inoltre, la legenda che rappresenta il comportamento della muratura e del calcestruzzo, indicando il tipo di rottura o il mantenimento della sua integrità.



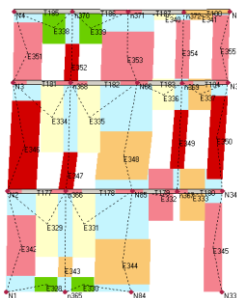
Pareti esterne:



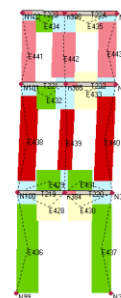
Parete 1



Parete 11

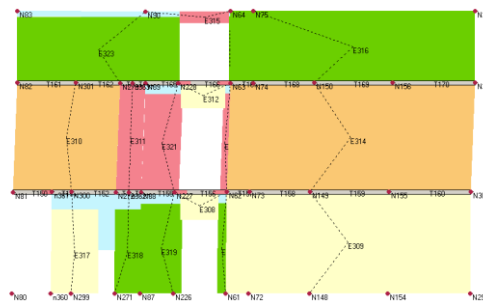


Parete 14



Parete 18

Parete interna:



Parete 12

Figure 7.6: Rappresentazione delle pareti e viste assometriche dell'edificio allo Stato Limite Ultimo (SLV)

In direzione Y l'analisi più gravosa risulta essere la numero 21. La direzione del sisma risulta essere negativa (-Y), il carico sismico è proporzionale alle masse e l'eccentricità è di +114,1 cm. Il valore di α_u vale 1,16: la struttura riesce a sopportare una percentuale del 116,0% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni.

7.7 Conclusioni

L'analisi statica non lineare condotta ha fornito una serie di risultati significativi che vengono di seguito esplicitati e spiegati.

Innanzitutto si procede al confronto tra i valori di vita nominale V_N , attribuibili ai vari modelli e ottenuti mediante l'analisi. Il valore di V_N è ricavato dalla seguente formula:

$$V_N = - \frac{T_{SLV}}{C_U} \ln(1 - P_{VR})$$

Essendo:

T_{SLV} : periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita valutato prima e dopo l'intervento;

P_{VR} : probabilità di superamento dell'intensità dell'azione sismica nell'arco della vita di riferimento relativa allo stato limite considerato. Nel caso dello SLV è 10%;

C_U : coefficiente d'uso relativo alla classe d'uso. Per la classe d'uso III, C_U è pari a 1,5.

Il valore di T_{SLV} dell'azione sismica è calcolato direttamente dal software; tale valore del tempo di ritorno è quello che porta al raggiungimento dello SLV con P_{VR} pari a 0,10 (10%).

I valori di T_{SLV} e V_N si riferiscono alla direzione in cui l'analisi risulta più gravosa. Per una visione più dettagliata e approfondita relativamente ai valori ottenuti si rimanda all'allegato 3.

	Corpo C		
	Modello libero	Modello vincolato (LC1)	Modello vincolato (LC2)
T_{SLV} [anni]	42	39	60
V_N [anni]	2,95	2,74	4,21

	Corpo D		
	Modello libero	Modello vincolato (LC1)	Modello vincolato (LC2)
T_{SLV} [anni]	523	603	721
V_N [anni]	36,74	42,35	50,64

I risultati sopra riportati relativi al periodo di ritorno e al conseguente valore delle Vita Nominale per la direzione più gravosa (X per il corpo D, Y per il corpo C) evidenziano come tali valori non si discostino eccessivamente tra i modelli liberi e i rispettivi modelli con vincoli cedevoli elasticamente. In particolare si deve notare che T_{SLV} e V_N aumentano al crescere del livello di conoscenza, da uno limitato LC1 e uno più approfondito LC2.

In corrispondenza dell'analisi più gravosa, per ogni modello, il software 3Muri definisce i valori, espressi in m/s^2 , di PGA_D (Peak Ground Acceleration, relativa alla domanda per un periodo di ritorno pari a 712 anni e percentuale di superamento in 50 anni del 10% relativa allo SLV) e di PGA_C (Peak Ground Acceleration, relativa alla capacità reale della struttura). Il valore di a_g si ottiene dividendo i valori di PGA_D e PGA_C per l'accelerazione di gravità g . Conosciuto il valore di a_g si può risalire ai parametri sismici usando il software Spettri NTC. Moltiplicando il valore di S per a_g si ottiene l'effettivo valore di PGA_C .

Si riporta il procedimento di calcolo per ottenere $PGA_D[g]$ e $PGA_C[g]$ per il modello relativo al corpo C, non vincolato e per un livello di conoscenza limitato LC1. Per una visione dettagliata si rimanda ai risultati dei singoli corpi, vincolati e non, riportati dettagliatamente nell'allegato 3.

$$PGA_D = 0,94 \text{ m/s}^2$$

$$PGA_C = 0,34 \text{ m/s}^2$$

$$a_g = \frac{PGA_C}{g} = 0,035 \text{ g}$$

La valutazione di T_{SLV} è svolta tramite l'interpretazione dei dati forniti dal programma Spettri NTC:

$$T_{SLV} = 42 \text{ anni}$$

Al quale corrisponde: $V_N = 2,95$ anni

I parametri spettrali risultano perciò: $F_0 = 2,540$ e $T_C^* = 0,236$ s

Per un suolo di categoria C si calcola:

$$S_s = 1,70 - 0,6 \cdot F_0 a_g / g = 1,6472 \rightarrow S_s = 1,5 \text{ essendo } S_s > 1,5 \text{ (imposto da normativa)}$$

$$S_T = 1$$

Da ciò deriva: $S = S_s \cdot S_T = 1,5$

Conseguentemente si calcola $PGA_C = S \cdot a_g = 1,5 \cdot 0,035 = 0,052$ g

Svolgendo il medesimo procedimento è possibile calcolare $PGA_D = 0,144$ g.

La tabella seguente riporta i valori di PGA_D e PGA_C per i singoli modelli, ottenuti sia per la più gravosa analisi in direzione X sia per la più gravosa in Y, confrontandoli con quelli forniti dalla normativa italiana.

	Corpo C					
	Direzione X			Direzione Y		
	Modello libero (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC2)	Modello libero (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC2)
$PGA_D = a_g$ [m/s ²]	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
$PGA_C = a_g$ [m/s ²]	0,73	0,83	0,89	0,34	0,33	0,39
a_g [g]	0,074	0,085	0,091	0,035	0,034	0,040
PGA_D [g]	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144
PGA_C [g]	0,112	0,127	0,136	0,052	0,050	0,060
α_{PGA}	0,777	0,883	0,947	0,362	0,351	0,415

	Corpo D					
	Direzione X			Direzione Y		
	Modello libero (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC2)	Modello libero (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC2)
$PGA_D = a_g$ [m/s ²]	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
$PGA_C = a_g$ [m/s ²]	0,86	0,90	0,96	1,02	1,03	1,08
a_g [g]	0,088	0,092	0,098	0,104	0,105	0,110
PGA_D [g]	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144
PGA_C [g]	0,131	0,138	0,147	0,156	0,157	0,165
α_{PGA}	0,915	0,957	1,021	1,085	1,096	1,149

Per ogni direzione dell'azione sismica, X e Y, l'analisi non lineare fornisce i valori di α_u , attraverso i quali è possibile valutare l'analisi più gravosa tra le 24 analisi calcolate e tra le due direzioni suddette. Si riportano, come parametro di confronto, tali indici.

		Corpo C			
		Modello libero (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC2)	Modello analizzato con Vulnus
α_u	Direzione X	0,784	0,857	0,947	0,716
	Direzione Y	0,369	0,356	0,422	0,209

		Corpo D			
		Modello libero (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC2)	Modello analizzato con Vulnus
α_u	Direzione X	0,924	0,966	1,022	0,423
	Direzione Y	1,096	1,102	1,159	0,434

Le tabelle riportate precedentemente mostrano come il valore dell'indicatore del rischio di collasso vari al variare del livello di conoscenza del manufatto, dei vincoli presenti e della direzione presa in considerazione. In particolare essi hanno valori inferiori, rappresentando quindi una maggiore vulnerabilità, nel caso dei modelli liberi aventi un limitato livello di conoscenza (LC1). Prendendo in considerazione i modelli vincolati con vincoli cedevoli elasticamente e ridotti di un ordine di grandezza si vede come questi, per tutti gli edifici studiati, siano caratterizzati da valori di α_u crescenti al variare del livello di conoscenza: maggiore è il livello di conoscenza raggiunto (rilievo geometrico, dettagli costruttivi, parametri meccanici dei materiali) e maggiore è l'indicatore del rischio di collasso.

Accanto a tali indici, si riportano anche i valori ottenuti con l'analisi svolta con Vulnus, i quali seppur derivanti da diverse metodologie di analisi sono confrontabili in quanto rappresentanti lo stesso indicatore. Nello specifico tale comparazione si deve realizzare con il modello vincolato in LC1. La differenza tra i suddetti valori, ricavati con il software 3Muri, e quelli desunti con il programma Vulnus è dovuta proprio al fatto che essi partono da considerazioni differenti ed eseguono analisi diverse, il primo statica non lineare il secondo statica lineare. In aggiunta si deve sottolineare che l'analisi svolta da Vulnus si basa su numerose semplificazioni, tra le quali quelle di tipo geometrico in quanto richiede di inserire i dati solamente del piano terra o basati su una media con i piani superiori.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti dalla medesime analisi svolte per i corpi A e B₁. Per il dettaglio delle analisi si rimanda al capitolo 7 della tesi di Elisa Tiberi⁷.

I valori del tempo di ritorno e della vita nominale calcolati per i diversi modelli.

	Corpo A			Corpo B	
	Modello libero	Modello vincolato (LC1)	Modello vincolato (LC2)	Modello libero (LC1)	Modello libero(LC2)
T_{SLV} [anni]	146	136	211	465	550
V_N [anni]	10,26	9,55	14,82	32,66	38,63

⁷ E. Tiberi, *Indagini conoscitive e analisi di vulnerabilità sismica del Complesso Cavalli: Palazzo Cavalli e Museo di Paleontologia e Mineralogia*, tesi di laurea, relatore prof. M. R. Valluzzi, Anno Accademico 2013-2014

E i valori dell' α_u calcolati per la più gravosa analisi in direzione X e in direzione Y, confrontati con i corrispondenti valori calcolati in Vulnus.

		Corpo A			
		Modello libero (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC1)	Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC2)	Modello analizzato con Vulnus
α_u	Direzione X	0,579	0,565	0,647	0,439
	Direzione Y	0,778	0,777	0,870	0,387

		Corpo B		
		Modello libero (LC1)	Modello libero (LC2)	Modello analizzato con Vulnus
α_u	Direzione X	0,595	0,926	0,470
	Direzione Y	0,785	1,005	0,418

Capitolo 8:

Miglioramento della sicurezza sismica

8.1. Analisi locale.....	355
8.2. Analisi globale.....	360

Secondo quanto riportato nelle NTC2008 al paragrafo 8.4 gli interventi sulle costruzioni esistenti possono essere distinti in tre categorie:

- **Adeguamento:** interventi atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle norme vigenti;
- **Miglioramento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, senza tuttavia necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza richiesti;
- **Altri interventi:** riparazioni o interventi locali, che interessano elementi isolati ma che comunque portano ad un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti¹.

Le Linee Guida per i Beni Culturali approfondiscono tale concetto precisando che per i beni culturali all'adeguamento sono preferibili interventi di miglioramento, interventi locali o riparazioni, e sottolineando come, nel caso in cui la valutazione preventiva dell'indice di sicurezza sismica che è possibile raggiungere non sia soddisfacente, sia comunque possibile giustificarne l'esecuzione attraverso valutazioni di tipo qualitativo. Queste considerazioni, in riferimento al complesso oggetto dello studio, interessano principalmente palazzo Cavalli e ma possono essere adottate anche per gli altri edifici oggetto dello studio.

Sulla base di queste considerazioni si è scelto perciò di operare nell'ambito di un miglioramento del livello di sicurezza sismica. La normativa non specifica un valore minimo da raggiungere ma si limita a indicare un generale aumento del livello di sicurezza, in letteratura e in altri testi non a carattere normativo, tuttavia, si può trovare un riferimento all'80% del livello richiesto per l'adeguamento, ci si è quindi attenuti a tale indicazione².

Lo studio qui proposto è volto ad individuare quei parametri sui quali è necessario intervenire per aumentare il livello di sicurezza, seguirà lo stesso criterio adottato per le analisi sin qui condotte: da un lato sarà diretto all'inibizione dei meccanismi locali di collasso emersi dalle analisi locali, dall'altro indagherà le configurazioni di danno emerse dall'analisi globale al fine di individuare le cause che le hanno provocate e conseguentemente i parametri su cui intervenire per migliorare la risposta.

8.1 Analisi locale

Le successive considerazioni fanno riferimento ai risultati delle analisi svolte in LC1. Attraverso l'analisi condotta a livello locale sui macroelementi, descritta in dettaglio al capitolo 6, è stata individuata la necessità, per alcuni dei suddetti elementi, di applicare presidi volti ad

¹ NTC2008 – cap. 8.4

² Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'OPCM n. 3790/2009 – cap. 5

ostacolare l'attivazione di meccanismi di ribaltamento che interessano singole porzioni di muratura o intere pareti.

E' opportuno sottolineare, come premessa, che qualsiasi operazione svolta sulla struttura deve essere, preliminarmente, valutata e giustificata per evitare che si realizzino variazioni significative nella distribuzione delle rigidità, secondariamente, una volta deciso l'intervento, deve essere applicato in maniera il più regolare e uniforme possibile³. Va inoltre ricordato, come già evidenziato nelle osservazioni conclusive al paragrafo 6.6, che non vi è traccia, dal quadro fessurativo, di cinematismi effettivamente già presenti, fattore che di per sé riduce la possibilità che i meccanismi si formino effettivamente.

Tra gli interventi che si possono eseguire per assicurare un buon comportamento d'insieme della struttura, nel caso in cui una parete o una porzione di essa non risulti verificata tramite l'analisi cinematica locale, vi è l'inserimento di tiranti. In generale, quest'ultimi, in metallo o in altro materiale, devono essere disposti nelle due direzioni principali dell'edificio, a livello dei solai, in corrispondenza di pareti portanti e ancorati alla muratura mediante capochiave, il quale può essere a piastra o a paletto. La funzione principale del tirante è quella di favorire il comportamento d'insieme dell'intero edificio dal momento che consente di aumentare la connessione esistente tra murature ortogonali e di impedire l'attivazione del meccanismo di ribaltamento fuori piano delle pareti su cui si ancora. Solitamente nel caso di pareti con numerose aperture, l'applicazione di tiranti, innescando il meccanismo tirante – puntone, ne migliora anche il comportamento nel piano⁴.

Lo studio qui condotto è stato eseguito per i vari macroelementi sui quali è stato ipotizzato e calcolato l'inserimento di un numero congruo di tiranti metallici, ogni qual volta la verifica, lineare o non, lo richiedeva perché non verificata; per questi si è previsto un ancoraggio alla muratura tramite capochiave a paletto. Le analisi sono state riportate dettagliatamente nell'allegato 1 relativo ai meccanismi locali e graficamente, in pianta e in prospetto, nelle tavole allegate (Tavole 10.01 – 10.04).

Il numero di tiranti indicato è desunto non solamente dai calcoli ma anche da ulteriori considerazioni pratiche ed economiche. Una prima problematica, che può presentarsi nel caso di un'effettiva esecuzione dell'intervento, è legata ai costi, di materiale e manodopera, che potrebbero risultare eccessivi. La seconda questione è, al contrario, connessa alla difficoltà di collocarli: aspetto questo rilevante nel caso in cui ci siano opere di pregio architettonico e artistico come, appunto, palazzo Cavalli, dove la presenza di affreschi in tutte le sale limita notevolmente

³ Circolare n. 617/2009 – cap. C8A.4

⁴ Circolare n. 617/2009 – cap. C8.5.1

la possibilità di trovare un'adeguata sistemazione. Infine, per ultimo ma non per questo di minor rilevanza vi è la questione estetica: la visibilità di tali presidi all'interno di un ambiente può apparire tutt'altro che piacevole.

Per una completa comprensione di come si è giunti a individuare il numero di tiranti si riportano di seguito alcune considerazioni svolte.

Poiché un tirante, applicato a livello del solaio, impedisce il ribaltamento di una parete, è necessario, a livello analitico, imporre l'equilibrio alla rotazione della parete attorno al suo spigolo posizionato alla base. Lo sforzo del tirante è schematizzato come una forza applicata appunto al livello dei solai e avente funzione stabilizzante. Si possono quindi presentare due situazioni, a seconda che i tiranti siano già in opera o che debbano essere progettati. Nel primo caso, esistendo già, l'azione limite sopportata da tali elementi e il massimo tiro esplicito sono noti, per cui basta calcolare il coefficiente ultimo di attivazione del meccanismo. Nel secondo caso, invece, per poter conoscere lo sforzo nei tiranti per l'azione sismica di progetto e quindi dimensionarli, è necessario partire dal valore α_0 corrispondente al soddisfacimento della verifica SLU lineare semplificata e definita dalla normativa.

Per poter dimensionare correttamente ogni tirante, valutare il numero necessario e la forza che essi sono in grado di offrire, si devono compiere tre verifiche, tra i cui valori deve essere preso in considerazione quello che risulta minore. Le verifiche da compiere sono le seguenti:

1. Meccanismo di rottura relativo allo snervamento dei tiranti (T_1);
2. Meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio (T_2);
3. Meccanismo di rottura relativo alla resistenza del muro nei confronti della penetrazione dell'ancoraggio, dovuta ad eccesso di pressione di contatto (T_3).

L'analisi dettagliata di quanto esplicitato è riportata nell'allegato 1 relativo allo studio dei meccanismi locali dei singoli macroelementi. Qui si riportano invece solo le valutazioni compiute complessivamente riguardo al numero e posizionamento proposto in seguito ai calcoli svolti.

La scelta del tipo di tirante è stata compiuta ponendo:

- Diametro: $\varnothing 18$;
- Materiale: acciaio AISI 304;
- Tensione di snervamento: $f_y = 240$ MPa;
- Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in caso sismico: $\gamma_s = 1$.

Il capochiave proposto è a paletto di dimensioni 50x5 cm.

Corpo C

Le verifiche per parete trattenuta superiormente da cordolo compiute sulle pareti perimetrali, al piano terra e al primo, del corpo C, e quelle a pressoflessione per le pareti dell'ultimo piano, come riportato al capitolo 6, sono risultate tutte verificate. La presenza del cordolo a tutti i piani, anche se parziale al primo livello, è già sufficiente ad esercitare un'adeguata forza di contenimento, le analisi cinematiche risultano infatti verificate già in campo lineare. Per tali motivi non risulta necessario l'inserimento di alcun tirante.

Corpo D

Come emerso dai risultati del capitolo 6, alcune pareti non sono risultate verificate; in particolare le analisi a pressoflessione condotte per le pareti dei piani terra e primo hanno dato buon esito, mentre le analisi a ribaltamento eseguite all'ultimo piano, in alcuni casi, hanno dato esito negativo. L'irregolarità della pianta, la presenza di numerose aperture e la quasi totale assenza di pareti trasversali interne, nelle zone interessate, hanno però condotto alla scelta di ridurre il numero di tiranti che effettivamente sarebbero necessari (Tavola allegata 10.04), ritenendo più opportuno ottenere il tiro richiesto attraverso un intervento consistente nell'irrigidimento della copertura e nel collegamento delle capriate alla muratura.

Macroelemento	Tipo di meccanismo	Tiranti calcolati			Tiranti proposti		
		PT	P1	P2	PT	P1	P2
C totale	Ribaltamento fuori piano della facciata	0	0	2	0	0	1
I totale	Ribaltamento fuori piano della facciata	0	0	3	0	0	2
L totale	Ribaltamento fuori piano della facciata	0	0	2	0	0	0
M totale	Ribaltamento fuori piano della facciata	0	0	2	0	0	2
O totale	Ribaltamento fuori piano della facciata	0	0	4	0	0	1



Figure 8.1: Prospetti C, H, I, L, M e O. In rosso sono segnati i tiranti calcolati e proposti

Corpi A e B₁

Il corpo B₁ è stato considerato, sulla base dei risultati delle analisi, idoneo a resistere all'azione sismica senza bisogno di alcun intervento ulteriore; invece, il palazzo Cavalli è risultato particolarmente vulnerabile alle azioni fuori piano, vengono di seguito riportati il numero di tiranti necessario per ogni parete e il numero di quelli proposti sulla base di considerazioni geometriche e di simmetria.

Macroelemento	Tipo di meccanismo	Tiranti calcolati				Tiranti proposti			
		PT	P1	P2	P3	PT	P1	P2	P3
A totale	Ribaltamento fuori piano della facciata	3	3	3	-	4	4	4	-
B totale	Ribaltamento fuori piano della facciata	3	3	3	-	4	4	4	-
D totale	Ribaltamento fuori piano della facciata	-				2	2	2	-
D torre	Ribaltamento fuori piano della facciata	0	0	1	1	0	0	2	0
T totale	Ribaltamento fuori piano della facciata	2	2	2	-	2	2	3	-

Per l'analisi completa e dettagliata si rinvia al capitolo 8.1 della tesi di Elisa Tiberi⁵.

⁵ E. Tiberi, *Indagini conoscitive e analisi di vulnerabilità sismica del Complesso Cavalli: Palazzo Cavalli e Museo di Paleontologia e Mineralogia*, tesi di laurea, relatore prof. M. R. Valluzzi, Anno Accademico 2013-2014

8.2 Analisi globale

Le considerazioni sviluppate di seguito fanno riferimento alle analisi svolte con il programma 3Muri e sono relative ai risultati ottenuti sui modelli vincolati con vincoli cedevoli elasticamente e con caratteristiche dei materiali riferibili ad un livello di conoscenza LC2. La scelta di un livello di conoscenza maggiore è giustificata dal fatto che qualora si decidesse di realizzare effettivamente un progetto di miglioramento sismico del complesso, senz'altro sarebbe più opportuno e conveniente realizzare le prove necessarie per rendere meno restrittivi i parametri di calcolo da utilizzare in fase di analisi.

Corpo C

Il quadro emerso dalle analisi evidenzia una notevole differenza nella risposta dell'edificio alle sollecitazioni provenienti nelle due direzioni. In particolare mentre per sismi agenti in direzione X (direzione nord - sud) la resistenza è molto elevata, anche se non tale da renderlo verificato ma comunque ben superiore al limite prefissato dell'80%⁶, per i sismi agenti in direzione Y (direzione est - ovest) la resistenza è molto inferiore, pari a circa il 42% di quella necessaria. Tale condizione è conseguenza della configurazione planimetrica: le pareti perimetrali sono le uniche portanti dell'edificio, essendo del tutto privo di setti interni, inoltre lo stesso presenta una forma allungata che permette alle pareti in X di avere una lunghezza adeguata a sviluppare una discreta resistenza ma allo stesso tempo fa sì che quelle in Y non abbiano una lunghezza opportuna. Ritenendo dunque già sufficiente la capacità dell'edificio in direzione X si è scelto di approfondire lo studio delle configurazioni di danno delle pareti in seguito al sisma in direzione Y.



⁶ Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'OPCM n. 3790/2009 – cap. 5

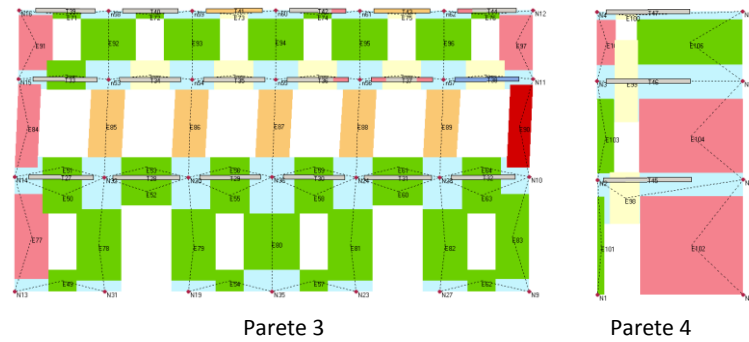


Figure 8.2: Rappresentazione di alcune pareti allo Stato Limite Ultimo con direzione del sisma Y

Individuazione del quadro di danno. Emerge subito che il danno maggiore è riscontrabile nella parete 2 (parete sud dell'edificio) dove i maschi murari risultano plasticizzati a pressoflessione al secondo piano e rotti a pressoflessione al primo. L'altra parete posta in direzione Y si presenta danneggiata a pressoflessione anche se non ancora giunta a rottura. La parete 3 risulta danneggiata, principalmente al primo piano dove i maschi murari sono rotti per lo più a taglio.

È evidente che la principale carenza dell'edificio è la ridotta resistenza delle pareti in direzione Y, dovuta principalmente alle loro esigue dimensioni a cui va a sommarsi la presenza di aperture che le indeboliscono. Un primo tentativo è stato svolto indagando gli effetti di un aumento della resistenza dei materiali, ciò non ha portato ad alcun incremento significativo: usando un fattore amplificativo pari a 1,95 (dato dal considerare come parametri migliorativi la presenza di connessioni trasversali e una malta di buona qualità⁷) si è passati da un valore di α_u di 0,42 a uno di 0,44, per i dettagli di queste analisi si veda l'allegato 3. L'impossibilità di creare ulteriori setti portanti nella direzione Y, data dall'allestimento, voluto a unico ambiente espositivo, per la sala del museo collocata al piano terra, ha indirizzato la prova successiva ad analizzare un miglioramento delle sole caratteristiche geometriche delle due pareti già esistenti. Si è dunque proceduto a realizzare un modello dell'edificio privo di aperture sulle due pareti in direzione Y per valutare se la loro sezione fatta "lavorare" nel pieno delle sue possibilità fosse di per sé sufficiente a resistere alle sollecitazioni o se, al contrario, anche in questo caso più favorevole, la resistenza non risultasse ancora adeguata, rendendo dunque necessario intervenire anche sui parametri meccanici. In Tabella 8.1 sono riportati i risultati ottenuti dalle analisi.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	D_{max} SLU [cm]	D_u SLU [cm]	q^* SLU	Verif.	D_{max} SLD [cm]	D_d SLD [cm]	Verif.	D_{max} SLO [cm]	D_o SLO [cm]	Verif.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	1,31	1,62	1,18	SI	0,52	1,51	SI	0,43	1,51	SI	1,16	2,64
2	+X	1° modo	0,0	1,70	1,55	1,60	NO	0,62	1,36	SI	0,52	1,36	SI	0,93	2,01
3	-X	Masse	0,0	1,19	1,82	1,01	SI	0,51	1,77	SI	0,43	1,77	SI	1,33	3,11

⁷ Circolare n. 617/2009 - Tab. C8A.2.2

4	-X	1°modo	0,0	1,61	1,62	1,39	SI	0,61	1,62	SI	0,51	1,62	SI	1,01	2,43
5	+Y	Masse	0,0	3,71	3,45	2,18	NO	1,41	2,52	SI	1,04	2,09	SI	0,93	1,79
6	+Y	1°modo	0,0	4,01	3,86	2,22	NO	1,52	3,23	SI	1,13	2,33	SI	0,96	2,12
7	-Y	Masse	0,0	3,69	3,34	1,87	NO	1,40	2,85	SI	1,04	2,28	SI	0,91	2,04
8	-Y	1°modo	0,0	3,99	4,83	1,73	SI	1,52	3,90	SI	1,12	2,85	SI	1,21	2,57
9	+X	Masse	35,4	1,31	1,69	1,19	SI	0,51	1,48	SI	0,43	1,48	SI	1,20	2,61
10	+X	Masse	-35,4	1,33	1,65	1,18	SI	0,53	1,65	SI	0,44	1,65	SI	1,16	2,80
11	+X	1°modo	35,4	1,68	1,51	1,59	NO	0,62	1,32	SI	0,51	1,32	SI	0,92	1,99
12	+X	1°modo	-35,4	1,72	1,59	1,60	NO	0,63	1,50	SI	0,53	1,50	SI	0,94	2,17
13	-X	Masse	35,4	1,17	1,84	1,02	SI	0,50	1,69	SI	0,41	1,69	SI	1,35	3,05
14	-X	Masse	-35,4	1,22	1,85	1,00	SI	0,52	1,79	SI	0,44	1,79	SI	1,32	3,10
15	-X	1°modo	35,4	1,58	1,60	1,41	SI	0,59	1,43	SI	0,49	1,43	SI	1,01	2,22
16	-X	1°modo	-35,4	1,62	1,65	1,41	SI	0,61	1,59	SI	0,51	1,59	SI	1,01	2,38
17	+Y	Masse	123,6	3,70	3,24	2,20	NO	1,40	2,48	SI	1,04	2,09	SI	0,88	1,77
18	+Y	Masse	-123,6	3,70	2,98	2,23	NO	1,40	2,82	SI	1,04	2,10	SI	0,81	2,01
19	+Y	1°modo	123,6	4,03	3,38	2,25	NO	1,53	3,21	SI	1,13	2,34	SI	0,84	2,09
20	+Y	1°modo	-123,6	4,01	3,40	2,26	NO	1,52	3,18	SI	1,13	2,32	SI	0,85	2,09
21	-Y	Masse	123,6	3,68	3,19	1,88	NO	1,40	2,89	SI	1,04	2,28	SI	0,87	2,06
22	-Y	Masse	-123,6	3,69	3,00	1,90	NO	1,40	2,87	SI	1,04	2,26	SI	0,81	2,05
23	-Y	1°modo	123,6	3,99	4,40	1,74	SI	1,51	4,02	SI	1,12	2,90	SI	1,10	2,65
24	-Y	1°modo	-123,6	3,99	4,12	1,76	SI	1,52	4,12	SI	1,12	2,79	SI	1,03	2,71

Tabella 8.1: Risultati dell'analisi push-over – Corpo C

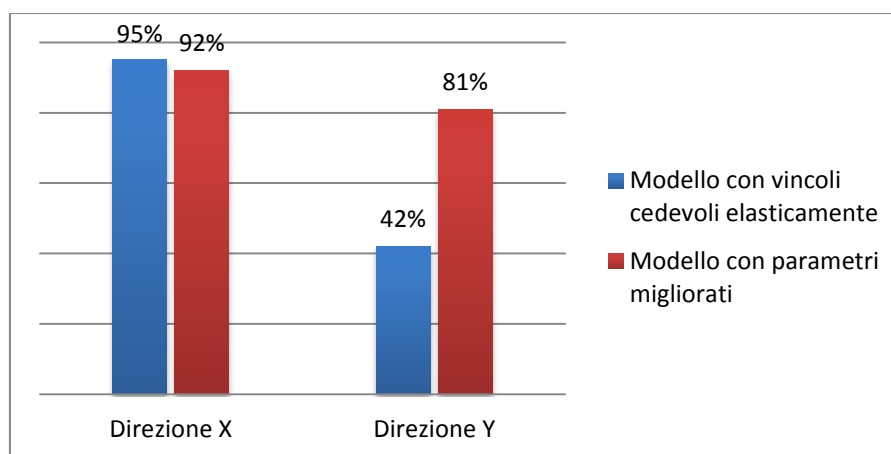


Grafico 8.1: : Rappresentazione dell'incremento di resistenza tra i modelli in LC2

Dal confronto nel Grafico 8.1 risulta evidente il miglioramento ottenuto per la direzione Y, l'indice α_u risulta pressoché raddoppiato passando da 0,42 al 0,81. In direzione X, probabilmente in conseguenza della nuova redistribuzione delle forze causata dal cambio di rigidzze delle pareti in direzione Y si ha un lieve calo dell'indice, che passa da 0,95 a 0,92, rimanendo comunque ben al di sopra del limite dell'80%. Sulla base di quanto inizialmente detto tali risultati permettono di

giustificare la realizzazione del miglioramento. È opportuno sottolineare che tale verifica non costituisce una proposta di intervento ma solo uno studio sugli effetti indotti sulla muratura da un incremento della sezione resistente; tale risultato è conseguibile in vari modi, ad esempio, tamponando o eseguendo cerchiature attorno alle aperture.

Si riporta per una conoscenza più approfondita, l'analisi più gravosa in Y (riportata dettagliatamente nell'allegato 3): è l'analisi 18, con direzione del sisma +Y, carico proporzionale alle masse ed eccentricità di -123,6 cm.

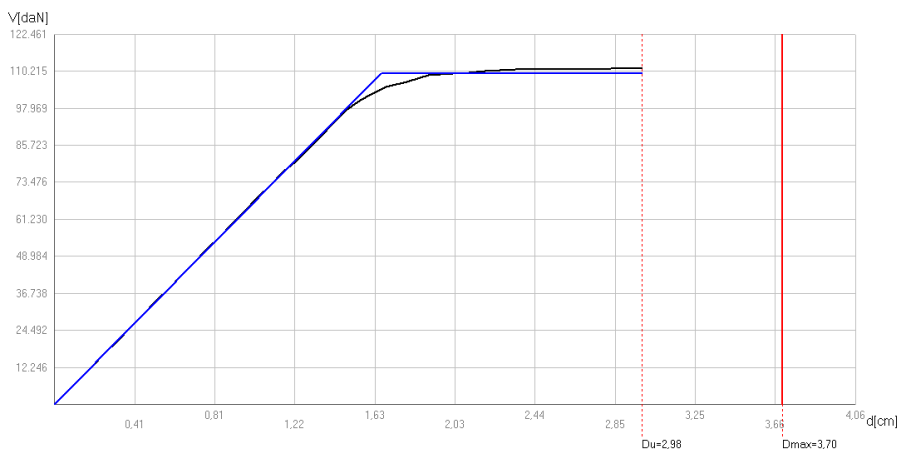


Grafico 8.2: Curva di capacità riferita all'analisi più gravosa in direzione +Y

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	TR _C				TR = costante	
					PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	409	712	0,574	0,94	0,77	2,63	0,33	0,822	0,75	0,807
SLD	351	75	4,680	0,42	0,73	2,63	0,33	1,741	0,84	2,010
SLO	181	45	4,022	0,35	0,57	2,59	0,31	1,656	0,70	2,024

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente:	T* = 0,595 s
Massa del sistema equivalente:	m* = 592.850,16 kg
Massa totale:	w = 997.615,79 kg
Duttilità disponibile:	è data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico = 1,80
Fattore di partecipazione modale [C.7.3.5]:	Γ = 1,31
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]:	F _y * = 836,99 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]:	d _y * = 1,27 cm

Spostamento ultimo del sistema equivalente:

$$d_u^* = 2,28 \text{ cm}$$

Le configurazioni di rottura possono essere visualizzate nelle immagini di seguito riportate (Figure 8.3). È subito evidente il miglioramento ottenuto: il danno nelle pareti in direzione Y si concentra solo al livello del piano terra dove sono più sollecitate e non più ai piani superiori dove occorreva in precedenza; anche per le pareti in direzione X si ha un miglioramento: la rottura dei maschi murari che prima interessava tutto il primo piano della parete 3 non avviene più, si presenta invece solamente la plasticizzazione dei maschi e delle fasce di piano in corrispondenza degli spigoli, probabilmente dovuta alle eccessive sollecitazioni trasmesse dalle pareti in Y.

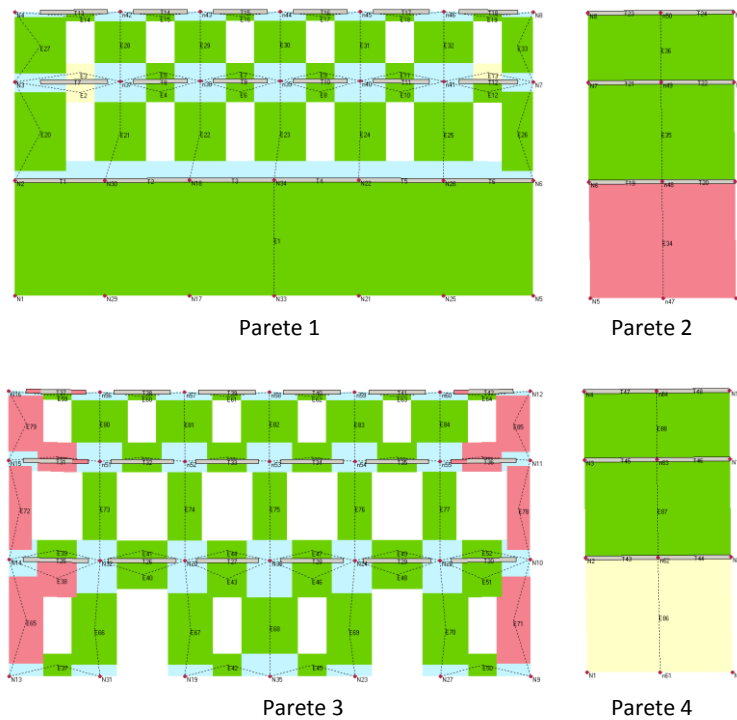


Figure 8.3: Rappresentazione del danno nelle pareti del modello, con pareti in Y supposte piene, allo Stato Limite Ultimo

Confrontando i dati ottenuti e riportandoli in tabella si può osservare un incremento consistente del periodo di ritorno T_{SLV} , espresso in anni, e conseguentemente della vita nominale V_N , anch'essa in anni, nonché un incremento di resistenza che ritarda l'attivazione del meccanismo, principalmente in direzione Y:

		Modello con vincoli cedevoli ridotti (LC2)	Modello con parametri migliorati
T_{SLV} [anni]	Direzione X	585	523
V_N [anni]		41,09	36,74
T_{SLV} [anni]	Direzione Y	60	352
V_N [anni]		4,21	24,72
α_u	Direzione X	0,947	0,915
	Direzione Y	0,415	0,798

Corpo D

Come emerso dalle analisi riportate al capitolo 7 il corpo D non ha manifestato particolari vulnerabilità anzi già dalle prime analisi condotte in LC1 ha dimostrato una buona resistenza in entrambe le direzioni, infatti, è da subito risultato pienamente verificato per tutte le analisi svolte in direzione Y, mentre solo per un'analisi in direzione X non è risultato pienamente verificato raggiungendo però valori di α_u pari a 0,92 per il modello schematizzato come edificio libero e 0,97 per il modello vincolato, valori comunque più che soddisfacenti. Passando ad un livello di conoscenza LC2 l'edificio è risultato pienamente verificato in entrambe le direzioni. Quindi già con l'uso di parametri di calcolo meno cautelativi dati da una conoscenza più approfondita delle caratteristiche del manufatto si è giunti ad una completa verifica delle analisi, non sussiste perciò la necessità di dover intervenire ulteriormente per andare a migliorare il comportamento strutturale. Dalle analisi è però emerso un dato su cui è necessario soffermarsi: dall'elaborazione di vari modelli effettuata prima di giungere a quelli definitivi, qui riportati, si è notata la notevole importanza che riveste, nell'influenzare i risultati delle analisi, la presenza del vano ascensore in c.a.. Si è visto come, cambiando anche di poco le caratteristiche dell'armatura delle sue pareti, i risultati di alcune analisi passassero dall'essere verificati al non esserlo raggiungendo in alcuni casi valori di α_u anche di molto inferiori all'80%. Per tale vano ascensore i dati progettuali disponibili non permettono di fugare tutti i dubbi, sono stati rinvenuti i dettagli costruttivi relativi alle sole armature dell'interrato e sulla base di questi è stata realizzata l'intera armatura nei modelli. Nel caso in cui in futuro si voglia procedere con interventi di miglioramento relativi al complesso tale dato andrà tenuto in considerazione andando a realizzare le opportune indagini volte a verificare l'effettiva composizione dell'armatura del vano ascensore.

Corpi A e B

Sulla base delle analisi condotte il corpo A è risultato molto vulnerabile soprattutto per sismi provenienti dalla direzione X. Data la storicità del palazzo i possibili ambiti di intervento sono molto ridotti, si è quindi valutata l'influenza che l'irrigidimento della copertura ha sulla risposta dell'edificio. I risultati hanno evidenziato un miglioramento, più marcato per la direzione Y, ma non ancora sufficiente. Si è quindi provato con l'irrigidimento di tutti i solai, intervento che tuttavia potrebbe non essere di facile attuazione. In questo caso le analisi hanno confermato un sensibile, e sufficiente, miglioramento in entrambe le direzioni, come visibile nel Grafico 8.3.

Sul corpo B invece non sono state condotte ulteriori analisi in quanto il solo passaggio ad un livello di conoscenza LC2 è risultato sufficiente a rendere le verifiche idonee.

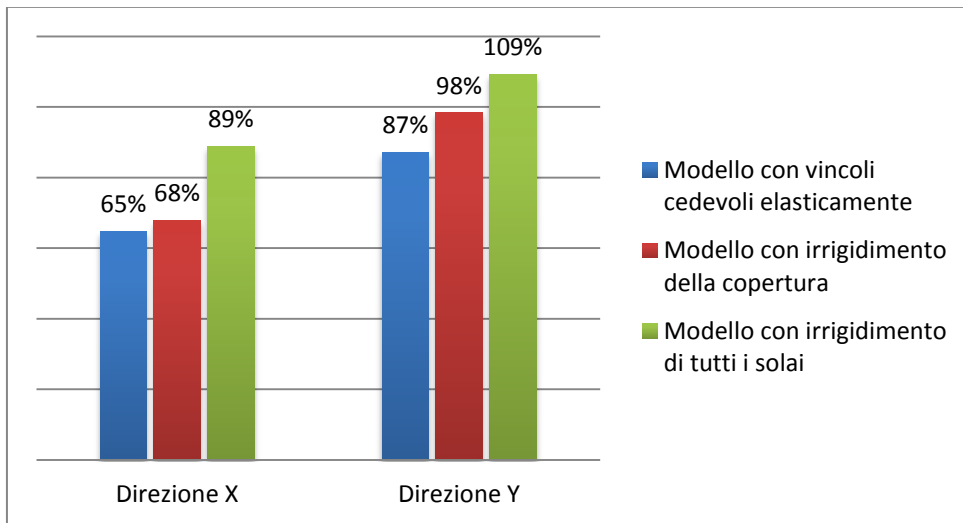


Grafico 8.3: Valori di α_u ottenuti nei vari modelli realizzati in LC2 per il corpo A

Per l'analisi completa e dettagliata si rinvia al capitolo 8.1 della tesi di Elisa Tiberi⁸.

⁸ E. Tiberi, *Indagini conoscitive e analisi di vulnerabilità sismica del Complesso Cavalli: Palazzo Cavalli e Museo di Paleontologia e Mineralogia*, tesi di laurea, relatore prof. M. R. Valluzzi, Anno Accademico 2013-2014

Conclusioni

Lo studio del comportamento in aggregato degli edifici risulta spesso di difficile risoluzione. Le interazioni reciproche che vanno ad instaurarsi tra i vari corpi rendono arduo il compito di individuare e schematizzare in maniera opportuna tutte le caratteristiche e i parametri chiamati in gioco, per questo è fondamentale procedere con un'adeguata campagna di indagini e rilievi in sito volta a chiarire, quanto più possibile, tutti questi fattori, al fine di ottenere un modello coerente con le caratteristiche e rappresentativo del reale comportamento dell'edificio. L'indagine svolta per il complesso Cavalli, condotta anche attraverso un'attenta ricerca sulla documentazione storica e archivistica, ha permesso di far luce, almeno in parte, sulle peculiarità degli edifici appartenenti all'aggregato. Di particolare importanza sono state le prove eseguite in sito, avendo queste permesso di fornire una stima delle caratteristiche dei materiali. Le prove sclerometriche e magnetometriche sono state usate per verificare i dati ricavati dalle tavole di progetto o, dove questi non fossero stati reperiti, di dare un'indicazione di massima sui parametri da adottare in fase di modellazione. Le due prove soniche, eseguite nell'ex casa Fontana, hanno rilevato una velocità media di trasmissione dell'onda sonora nella muratura di 620 m/s e 1663 m/s. Il primo valore è relativo ad una parete in pietra listata posta nell'interrato, non è particolarmente elevato ma ciò dipende anche dal pessimo stato di conservazione dell'intonaco superficiale, che non è stato possibile rimuovere completamente, il secondo a una parete perimetrale in laterizio sita al piano terra, il valore è in linea con quelli tipici di murature di buona qualità; va ricordato che la prova non consente di ottenere una quantificazione delle caratteristiche meccaniche ma solo informazioni di tipo qualitativo.

L'analisi preliminare effettuata con l'utilizzo del software Vulnus ha consentito di ottenere una prima valutazione sulla vulnerabilità dei corpi, sia a livello locale che globale, permettendo così di calibrare e indirizzare le successive analisi nei punti critici individuati dalla stessa. Già da questa prima fase si è da subito notata un'elevata vulnerabilità del complesso nel suo insieme, fatto confermato dall'attribuzione della classe di vulnerabilità macrosismica A, così come definita dall'EMS 98, ad ogni edificio del complesso. Il passo seguente è stato quello di analizzare la risposta degli edifici attraverso le più opportune analisi eseguite localmente e globalmente.

L'edificio che ospita l'ala sud-est del Museo di Geologia e Paleontologia ha la planimetria più semplice tra quelli appartenenti all'aggregato, ma è risultato anche il più vulnerabile; ha forma rettangolare e le uniche pareti portanti sono solo le quattro perimetrali. Le verifiche locali non hanno evidenziato particolari mancanze, solo la verifica per la rottura a trazione dell'ultimo piano ha dato esito negativo, ma si è visto che tale analisi potrebbe essere verificata, tranne che per una

sola parete, anche solo attraverso l'uso dei parametri di calcolo dati dal raggiungimento del livello di conoscenza LC2, rendendo così superflua la realizzazione di interventi. Al contrario l'analisi globale operata con 3Muri ha manifestato l'eccessiva vulnerabilità dell'edificio alle azioni sismiche agenti nella direzione parallela ai lati corti, nessuno dei modelli indagati ha soddisfatto le verifiche, anzi, i risultati si sono attestati su valori particolarmente bassi, addirittura inferiori alla metà di quanto necessario (42% del valore ottenuto da normativa), anche andando ad ipotizzare il raggiungimento del livello di conoscenza LC2.

L'altro edificio analizzato è quello posto sul lato sud, realizzato a inizio Novecento in sostituzione di vari corpi preesistenti, in parte già in possesso e in parte acquistati dall'Università, quali la casa del custode e un'abitazione prima appartenente alla famiglia Fontana. Degno di nota è l'impiego del calcestruzzo armato per la realizzazione dei solai, tecnica che all'epoca era ancora poco diffusa, essendo stata sviluppata da pochi anni. La copertura, invece, venne realizzata con capriate e priva di cordolo, questo particolare ha fatto sì che alcune delle analisi, condotte a livello locale sulle pareti dell'ultimo piano, non fossero verificate per il ribaltamento fuori piano, nemmeno in seguito ad un eventuale conseguimento del livello di conoscenza LC2, data la scarsa influenza che la resistenza del materiale ha su tale meccanismo. Globalmente invece l'edificio si è rivelato ben costruito: le verifiche eseguite hanno evidenziato una maggior resistenza alle azioni provenienti dalla direzione parallela al lato lungo risultando verificate anche con l'utilizzo di parametri molto cautelativi dettati dal limitato livello di conoscenza conseguito, LC1. Nella direzione ortogonale la resistenza è stata minore: rimanendo comunque su valori elevati, il soddisfacimento completo delle verifiche è però stato ottenuto andando ad utilizzare i parametri relativi al livello di conoscenza LC2.

Le vulnerabilità emerse durante la fase di analisi e non risolte con il passaggio ad un livello di conoscenza LC2, infine, sono state studiate per mettere in luce i parametri che più le influenzano e sui quali, quindi, occorrerà agire per ridurre il rischio sismico. A livello locale ciò è stato ottenuto, aumentando le forze di contenimento, grazie all'inserimento di tiranti nelle pareti più vulnerabili, in particolare si è reso necessario per alcuni maschi murari all'ultimo piano dell'ex casa Fontana. Va, però, indicato che dal rilievo del quadro fessurativo non è emerso che alcun cinematismo, seppur possibile, sia al momento attivato, garantendo perciò un maggior margine di sicurezza. A livello globale, per l'edificio ospitante l'ala sud-est del Museo di Geologia e Paleontologia, la carenza più rilevante è apparsa sin da subito essere l'esiguità delle pareti poste lungo il lato corto, e l'eccessivo numero di aperture su di queste. Le prove effettuate, studiando il miglioramento delle sole caratteristiche meccaniche del materiale, non hanno dato il risultato sperato. Non potendo aumentare il numero di setti resistenti per motivi di allestimento del Museo, si sono valutati gli

effetti indotti dalla rimozione delle aperture dalle due pareti più corte, ottenendo, in questo caso, un miglioramento significativo, seppur non sufficiente alla completa verifica (81% del valore necessario da normativa). Tale risultato sulla base delle indicazioni contenute in varie fonti (ad esempio negli "Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'OPCM n. 3790/2009") è, comunque, da ritenersi sufficiente per giustificare l'esecuzione di un intervento di miglioramento.

Il quadro emerso, a conclusione del lavoro di tesi, ha messo in risalto alcuni punti particolarmente critici in quanto, come visto, entrambi i corpi analizzati presentano delle rilevanti carenze, o a livello locale o a livello globale, di fronte all'azione sismica. Il progetto, già avviato, di creazione di un polo museale, costituito da tutti gli edifici del complesso, potrebbe considerarsi una valida occasione per attuare i necessari presidi volti alla mitigazione del rischio sismico.

Bibliografia

- G. B. Alvarez, *Architettura a Padova*, Padova, Il Poligrafo, 1999, pp. 524-525, 535, 535-540
- C. Aymonino, M. Brusantin, G. Fabbri, M. Lena, P. Lovero, S. Lucianetti, A. Rossi, *La città di Padova. Saggio di analisi urbana*, Roma, Officina Edizioni, 1970, immagine n. 263
- E. Bevilacqua, L. Puppi (a cura di), *Padova. Il volto della città. Dalla pianta del Valle al fotopiano*, Padova, Editoriale Programma, 1987, Pianta di Padova di Giovanni Valle n. 13, pp. 138-139
- G. Brunetta, *Relazione a corredo del progetto di sistemazione degli Istituti di Mineralogia e Geologia*, Padova, 1963
- G. Brunetta, *Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici*, Padova, Tipografia Editrice «La Garangola», 1966, pp. 137-148
- P. Chicchi, *Il Palazzo ex-Contarini (già r. Dogana) e la R. Scuola di applicazione degli ingegneri: promemoria e progetto di restauro*, Padova, Stab. Tip. Ditta L. Penada, 1892
- M. Checchi, L. Gaudenzio, L. Grossato, *Padova. Guida ai monumenti e alle opere d'arte*, Venezia, N. Pozza, 1961
- G. Dal Piaz, *Guida dell'Istituto e del Museo di Geologia e Paleontologia*, Padova, Società Cooperativa Tipografica, 1971, pp. 27-38, tav. I,II,III
- F. Fantini D'Onofrio, *La città di Padova nel suo Catasto storico (1815-1873)*, Treviso, Canova Edizioni, 2012
- A. Favaro, Università degli studi di Padova, *I cento anni della scuola per gli ingegneri dell'Università di Padova 1976-1976*, Dolo (Ve), Officine dell'Istituto Tipografico Editoriale, 1978, pp. 81-88
- L. Gaudenzio (a cura di), *Pianta di Padova di Giovanni Valle 1784*, Padova, Giuseppe e Pietro Randi Librai, 1968, tav. 29-30
- S. Ghironi, *Padova – Piante e vedute 1449-1865*, Padova, Panda Edizioni, 1987
- C. Modena, *Aspetti strutturali: normativa in campo nazionale e internazionale*, in «Kermes», XXI, 2008, pp. 99-108

C. Modena, F. Casarin, M. Munari, *Valutazione delle vibrazioni indotte dal traffico sulle formazioni fossili esposte all'interno del museo di Geologia e Paleontologia di Padova*, Relazione del 19/09/2007

C. Modena, F. da Porto, M. R. Valluzzi, *Conservazione del patrimonio architettonico e sicurezza strutturale in zona sismica: insegnamenti dalle recenti esperienze italiane*, in «Materiali e strutture. Problemi di conservazione», I (2012), pp. 17-28

I. Pavanello (a cura di), *I catasti storici di Padova 1810-1889*, Roma, Officina Edizioni, 1976

M. Pengo, *Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento di Palazzo Cà Borin*, tesi di laurea, relatore prof. C. Modena, Anno Accademico 2012-2013

L. Puppi, F. Zuliani (a cura di), *Padova. Case e palazzi*, Vicenza, Neri Pozza Editore, 1977, pp. 170, 171, immagine n. 236

L. Puppi, M. Universo, *Padova. Le città nella storia d'Italia*, Bari, Editore Laterza, 1982, p. 14 e 216, figure 235-254

L. Puppi, G. Toffanin, *Guida di Padova. Arte e storia tra vie e piazze*, Trieste, Edizioni Lint, 1983, pp. 319-323

O. Ronchi, *Guida storico-artistica di Padova e dintorni*, Padova, nuova edizione completamente rifatta, 1922, pp. 80-81

C. Semenzato, *Vecchia Padova. La memoria di una città*, Padova, Cierre Edizioni -Editoriale Programma, 1986, p. 114

E. Tiberi, *Indagini conoscitive e analisi di vulnerabilità sismica del Complesso Cavalli: Palazzo Cavalli e Museo di Paleontologia e Mineralogia*, tesi di laurea, relatore prof. M. R. Valluzzi, Anno Accademico 2013-2014

G. Tomasatti, *La Nuova Sede della Scuola di Applicazione per gli Ingegneri in Padova*, in «L'edilizia moderna: periodico mensile di architettura pratica e costruzione», IX (1900), pp. 68-72

G. Tomasatti, *I lavori pel Consorzio Universitario di Padova*, Padova, Premiata Soc. Coop. Tipografica, 1907, pp. 3-11

G. Tomasatti, *Notizie sui lavori edilizi universitari*, Padova, Tip. G.B. Randi, 1908, pp. 3-6

M. R. Valluzzi, E. Michielon, C. Modena, L. Binda, *Modellazione del comportamento di edifici in muratura sotto azioni sismiche: l'esperienza Umbria-Marche*, X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera, 2001

E. Vecchiato, *Il Palazzo Cavalli a porte Contarine in Padova*, in «Atti e Memorie della R. Accademia di Scienze Lettere e Arti in Padova», X (1893-94), pp. 217-231

Manuali consultati

A. Bernardini, R. Gori, C. Modena, M. R. Valluzzi, *Manuale d'uso del programma Vulnus 4.0. Procedura automatica per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in muratura*, Dicembre 2009

C. Modena, M. R. Valluzzi, M. Zenere, *Manuale d'uso del programma c-Sisma 3.0 PRO. Procedura automatica per il calcolo e la verifica di meccanismi di pareti in muratura*, Novembre 2009

S.T.A. DATA, *Manuale d'uso di 3MURI*

Archivi consultati

Archivio Generale del Comune di Padova

Archivio Generale dell'Università di Padova

Normativa e Linee Guida di riferimento

Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"

Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni

Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del consiglio dei ministri n. 3790 del 17 luglio 2009

Linee Guida per la Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale del febbraio 2011, con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti

Linee Guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili, 2012

Ordinanza del Presidente del consiglio dei ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica

Ordinanza del Presidente del consiglio dei ministri n. 3362 dell'8 luglio 2004 - Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri

Ordinanza del Presidente del consiglio dei ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 – Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone

Raccomandazioni Normal 1/88 – Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei: lessico (CNR – ICR, 1990, Roma)

UNI 9916:2004: Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici

UNI 11035:2010: Legno strutturale – Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica.

UNI EN 12504-2:2012: Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Parte 2: Prove non distruttive – Determinazione dell'indice sclerometrico.

Siti Internet

<http://archiviodistato.provincia.padova.it>

<http://emidius.mi.ingv.it/>

<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>

<http://europaconcorsi.com/projects/143676-Ristrutturazione-del-Museo-di-Geologia-e-Paleontologia-di-Palazzo-Cavalli-Padova>

<http://groupware.comune.padova.it/casperwebprg/index.html>

<http://maps.google.it>

<http://www.cab.unipd.it>

<http://www.cslp.it>

<http://www.padovanet.it>

<http://www.protezionecivile.it>

<http://www.reluis.it>

<http://www.stadata.com>

<http://www.unipd.it/musei/geologia/>

(I link potrebbero essere soggetti a variazioni nel tempo; quelli riportati nella presente pagina sono aggiornati al dicembre 2013)

Allegato 1:

Meccanismi locali di collasso

Meccanismo di ribaltamento fuori piano.....	1
Meccanismo di ribaltamento fuori dal piano di una parete trattenuta da un cordolo.....	296
Meccanismo di flessione verticale.....	474
Verifica fuori piano di una parete soggetta a sforzo normale e momento flettente.....	480

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto A - porzione 1



Figura 1: Prospetto

LOCALIZZAZIONE

Regione: Veneto Provincia: Padova Comune: Padova
Coordinate: Latitudine: 45,41237 Longitudine: 11,878253
Quota: $a_s \leq 200$ m s.l.m.

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Amplificazione stratigrafica:

$$\text{Coefficiente } S_S: \quad 1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g \geq 1,50 \quad \Rightarrow \quad S_S = 1,5$$

$$\text{Coefficiente } C_C: \quad C_C = 1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33} \quad \Rightarrow \quad C_C = 1,4961002$$

Amplificazione topografica:

Categoria topografica T_1

$$\text{Coefficiente } S_T: \quad S_T = 1,00$$

$$\text{Coefficiente di categoria sottosuolo e condizioni topografiche:} \quad S = S_S \cdot S_T \quad \Rightarrow \quad S = 1,5$$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Vita nominale: $V_N = 50$

Classe d'uso II : Costruzione in cui si preveda normali affollamenti

Coefficiente d'uso: $C_U = 1,5$

Periodo di riferimento dell'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U = 75$

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Probabilità di superamento: $P_{VR} = 10\% = 0,10$

Periodo di ritorno: $T_R = 712$ anni

Accelerazione orizzontale massima al sito:

$$a_g = 0,961$$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

$$F_0 = 2,604$$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale:

$$T_C^* = 0,342$$

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,036	2,545	0,242
SLD	75	0,043	2,533	0,279
SLV	712	0,098	2,604	0,342
SLC	1462	0,125	2,599	0,355

Tabella 1: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun SL

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = C_C \cdot T_C^* = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = T_c/3 = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 4a_g/g + 1,6 = 1,9918451$ s

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,3556596 \text{ s}$
 con $C_1 = 0,05$
 $H = 13,68$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Sulla base delle informazioni che sono state acquisite sul fabbricato, si assumono i seguenti dati (tabella C8.A.2.1):

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a compressione della muratura	$f_m =$	2400	KN/m ²
		4000	KN/m ²
Resistenza media a taglio della muratura	$\tau_0 =$	60	KN/m ²
		92	KN/m ²
Valore medio del modulo di elasticità normale	$E =$	1200000	KN/m ²
		1800000	KN/m ²
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	$G =$	400000	KN/m ²
		600000	KN/m ²
Peso specifico medio della muratura	$w =$	18	KN/m ³

Si assume come livello di conoscenza: LC1 - conoscenza limitata (C8.A.1)

Da cui si ricava:

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato
Coefficiente correttivo	1,5	1,5	/	1,3	0,7	1,5	1,5

Coefficiente Complessivo: 1

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico		Rilievo materico e dei dettagli costruttivi		Proprietà meccaniche dei materiali		Terreno e fondazioni	
Rilievo geometrico completo		Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi		Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili		Limitate indagini sul terreno e fondazioni, senza dati geologici e disponibilità di informazioni sulle fondazioni	
F_{C1}	0,05	F_{C2}	0,12	F_{C3}	0,12	F_{C4}	0,06

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = \frac{f_m \cdot \text{coeff correttivo}}{F_C \cdot \gamma_m} = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

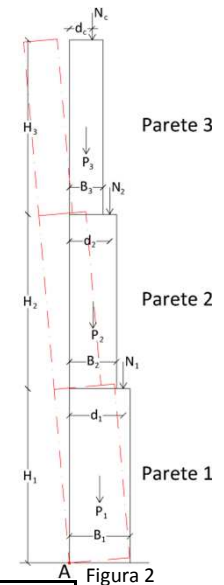
Resistenza a taglio:

$$f_v = \frac{\tau_m \cdot \text{coeff correttivo}}{F_C \cdot \gamma_m} = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici (Figura 2):

- B_i spessore della parete i-esima
- H_i altezza della parete i-esima
- d_i braccio del carico del solaio i-esimo rispetto allo spigolo esterno della parete
- P_i peso della parete i-esima
- N_i carico del solaio gravante sulla parete i-esima
- N numero di piani dell'edificio
- Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi
- H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione



DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,47	B_2 [m]	0,47	B_3 [m]	0,33
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,57	H_3 [m]	3,46
H_{tot} [m]	13,68	d_1 [m]	0,31333333	d_2 [m]	0,31333333	d_c [m]	0,22
h_{bar} [m]	7,48824217	P_1 [KN]	35,79849	P_2 [KN]	42,881202	P_3 [KN]	18,702684
l [m]	0,91	N_1 [KN]	8,0740208	N_2 [KN]	27,2997832	N_c [KN]	8,40022258

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,91	4,65	0,47

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
35,79849	0,235	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,91	5,57	0,47

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
42,881202	0,235	7,435

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,91	3,46	0,33

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
18,702684	0,165	11,95

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,1}$ - Peso proprio strutturale (travi in legno 18x20 cm e tavolato sp. 2 cm)	0,63408	KN/m ²
--	---------	-------------------

Allegati

Meccanismi locali di collasso

G _{2,1} - Peso carichi portati permanenti	4,36	KN/m ²
--	------	-------------------

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

Q _{1,1} - Cat. C3 (ambienti suscettibili di affollamento)	5	KN/m ²
--	---	-------------------

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

G _{1,2} - Peso proprio strutturale (travi in legno 18x20 cm e tavolato sp. 2 cm)	0,63408	KN/m ²
---	---------	-------------------

G _{2,2} - Peso carichi portati permanenti	4,36	KN/m ²
--	------	-------------------

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

Q _{1,2} - Cat. C3 (ambienti suscettibili di affollamento)	5	KN/m ²
--	---	-------------------

Peso copertura

Carichi permanenti

G _{1,c} - Peso m ² piano copertura strutturale	3,0137688	KN/m ²
--	-----------	-------------------

G _{2,c} - Peso m ² piano copertura non strutturale	0,63850188	KN/m ²
--	------------	-------------------

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

Q _{1,c} - q _s = μ _i · q _{sk} · C _E · C _t = 0,8	carico neve sulla copertura [KN/m ²]
μ _i = 0,8	coefficiente di forma della copertura
q _{sk} = 1	valore caratteristico di riferimento del carico neve - Padova: zona II con a _s ≤ 200 m
C _E = 1	coefficiente di esposizione
C _t = 1	coefficiente termico

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

Q _{2,c} - Cat. H1 (coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione)	0,5	KN/m ²
---	-----	-------------------

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \begin{array}{l} \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture)} \\ \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{neve (quota } \leq 1000 \text{ m s.l.m.)} \end{array}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		1,01	3,415

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	8,0740208	d ₁	0,31333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	27,2997832	d ₂	0,31333333	f ₂	10,22
Copertura	N _c	8,40022258	d _c	0,22	f _c	13,68

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO (Figura 3)

$$\sigma_{media} = \frac{\sum W_i}{3t} \Rightarrow \sigma_{max} = 2\sigma_{media} = \frac{2\sum W_i}{3t} = f_c \Rightarrow t = \frac{2\sum W_i}{3f_c} = 0,1163377 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO (C8A.4)

Momento stabilizzante = Momento instabilizzante $\Rightarrow M_s = M_r \Rightarrow \alpha_0 =$ coefficiente di attivazione del meccanismo

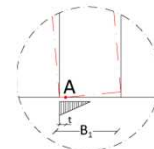
$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

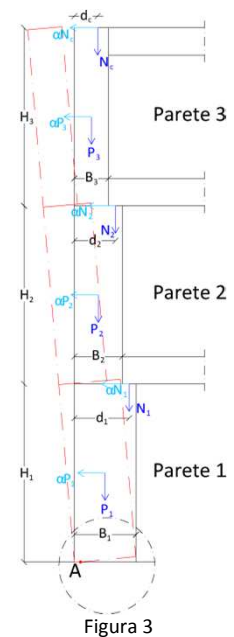
Si ricava: $M_s = 18,085701$
 $M_r = 1057,0133 \cdot \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0171102$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 13,68 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 11,95 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,87353801$
$\delta_{XN2} = 10,22 \theta$	$\delta_{XN2} = 0,74707602$
$\delta_{XP2} = 7,435 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,54349415$
$\delta_{XN1} = 4,65 \theta$	$\delta_{XN1} = 0,33991228$
$\delta_{XP1} = 2,325 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,16995614$



$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0730994$



MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} = 11,582855 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0,804978$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a0* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^*} = 0,2085162 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

Primo modo di vibrare nella direzione considerata, in assenza di valutazioni più accurate:

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

Coefficiente di partecipazione modale, in assenza di valutazioni più accurate:

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

Fattore di struttura:

$q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$ con edifici regolari in elevazione

$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$ negli altri casi

con $\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$

$q = 2,25 \Rightarrow q = 2$ a favore di sicurezza

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta \Rightarrow S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } \eta = 1 \text{ per smorzamenti } \xi = 5\% \text{ - fattore che altera lo spettro elastico}$$

con $T_B \leq T_1 < T_C$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo deve verificare entrambe le disequazioni seguenti (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,2085162 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

In funzione della rotazione finita θ_k che si fa compiere alla struttura e della variazione del coefficiente di attivazione del meccanismo α_0 fino al suo annullamento, è possibile ricavare i bracci delle forze agenti, R_i e β_i .

Momento stabilizzante:

$$M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$$

R_i raggio che unisce il polo di rotazione e il punto di applicazione della forza generica P_i

β_i angolo che il raggio forma con l'orizzontale

Si ricavano per i punti di applicazione delle varie sollecitazioni, distanza e angolo rispetto alla cerniera (Fig. 4):

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2} \quad \beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32802615	1,51980302
P_2	7,43594686	1,55483772
P_3	11,9500991	1,56672419
N_1	4,65417096	1,52845699
N_2	10,2218984	1,55152321
N_c	13,6803928	1,56321882

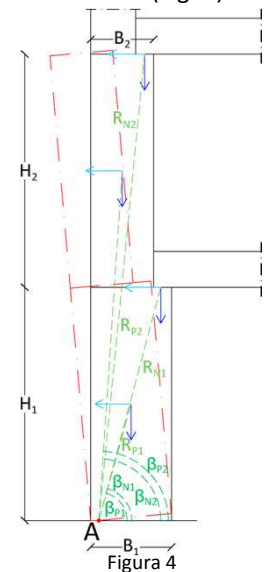


Figura 4

Aumentando l'angolo di rotazione, si ha una diminuzione del momento stabilizzante, il quale si annulla in una determinata configurazione, e un aumento del momento instabilizzante. A ciò corrisponde una diminuzione del coefficiente α , il quale si annulla quando risulta nullo il momento stabilizzante. Si può determinare, perciò, mantenendo costanti le azioni presenti, l'angolo θ_{k0} , il quale caratterizza la configurazione per cui $\alpha_0 = 0$ e $M_s = 0$. Risolvendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{k0} = 0,0171085 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 0,9802461^\circ$)

Per seguire l'evoluzione del cinematismo si considera come punto di riferimento il baricentro delle forze.

L'altezza del baricentro rispetto al polo di rotazione vale:

$$h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 7,4882422 \text{ m}$$

Lo spostamento d_{k0} in corrispondenza dell'annullamento della capacità del sistema di sopportare azioni orizzontali vale:

$$d_{k0} = h_{bar} \cdot \text{sen} \theta_{k0} = 0,1281065 \text{ m}$$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5473861$$

Lo spostamento spettrale per la verifica allo stato limite ultimo è definito dalla normativa a partire dallo spostamento spettrale d_0^* che si ha in corrispondenza dello spostamento d_{k0} (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - C8A.4.2.3):

$$d_0^* = d_{k0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,i} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}} = 0,1591429 \text{ m}$$

Si ricava $d_u^* = 0,4 \cdot d_0^* = 0,0636571 \text{ m}$

La domanda di spostamento viene valutata in corrispondenza del periodo secante (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - C8A.4.2.3):

$$d_s^* = 0,4 \cdot d_u^* = 0,0254629 \text{ m}$$

$$a_s^* = a_0^* \cdot [1 - (d_s^*/d_0^*)] = 0,1751536 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2\pi \cdot (d_s^*/a_s^*)^{1/2} = 2,3956528 \text{ s}$$

Ricordando che:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,3556596 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 2,3956528 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_S \quad S_{De}(T_S) = a_g S \eta F_0 (T_C \cdot T_D / T_S^2) (T_S / 2\pi)^2 = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = a_g S \eta F_0 (T_1 / 2\pi)^2 = 0,0120272 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

La verifica di sicurezza si svolge mediante spettro di capacità, valutando che la capacità di spostamento d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento $\Delta_d(T_S)$ soddisfi la relazione $\Delta_d \leq d_u^*$. Si verifica, quindi, se in presenza di un evento sismico, lo spostamento richiesto alla struttura risulti minore dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo. Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009.

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}}) \Rightarrow 0,0636571 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Al fine di evitare il meccanismo di ribaltamento fuori piano si ipotizza di inserire dei tiranti a livello degli impalcati (Fig. 5).

T_1 , T_2 e T_3 sono gli sforzi nei tiranti rispettivamente per le pareti 1, 2 e 3.

E' necessario eseguire tre verifiche:

1. Meccanismo di rottura relativo allo snervamento dei tiranti: $T_1 = A \cdot f_y$
2. Meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio: $T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)]$
3. Meccanismo di rottura relativo alla resistenza del muro nei confronti della penetrazione dell'ancoraggio, dovuta ad eccesso di pressione di contatto: $T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b$

Ipotizzando tiranti Φ 18 mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

Φ 18	[mm]	Diametro dei tiranti
A = 254,469	[mm ²]	Area della sezione trasversale dei tiranti
$f_y = 240$	[MPa]	Tensione di snervamento dei tiranti

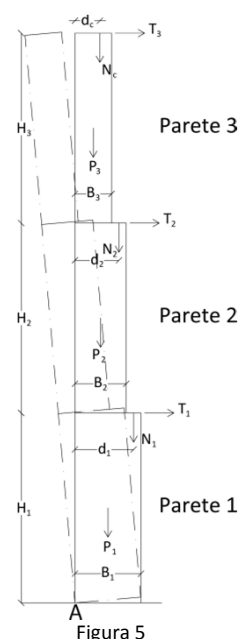
$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)] \cdot t = 17,746667 \text{ kN}$$

$f_v = 22,222222$	[kN/m ²]	Resistenza a taglio di calcolo della muratura
a = 0,5	[m]	Altezza del paletto di ancoraggio dei tiranti
b = 0,05	[m]	Larghezza del paletto di ancoraggio dei tiranti
t = 0,33	[m]	Spessore della parete in cui sono ancorati i tiranti

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$\sigma_r = 888,88889$	[kN/m ²]	Resistenza a compressione di calcolo della muratura
------------------------	----------------------	---

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 17,746667 \text{ kN}$



Allegati

Meccanismi locali di collasso

Secondo piano:

$$\begin{aligned} \text{Numero di tiranti:} \quad n''' &= 1 \\ T''' &= T_{\min} \cdot n''' = 17,746667 \text{ kN} \end{aligned}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1+H_2+H_3):T''' = (H_1+H_2):T \Rightarrow T = 13,258109 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 13,258109 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Numero di tiranti:} \quad n'' &= 1 \\ T'' &= T'_{\min} \cdot n'' = 13,258109 \text{ kN} \end{aligned}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1+H_2):T'' = H_1:T \Rightarrow T = 6,0323099 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 6,0323099 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Numero di tiranti:} \quad n' &= 1 \\ T' &= T'_{\min} \cdot n' = 6,0323099 \text{ kN} \end{aligned}$$

Verifica dei tiranti:

$$a_{\max}^* = 0,72075 \Rightarrow \alpha_{\min} = \frac{a_{\max}^* \cdot e^*}{g} = 0,0591425$$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione:

$$M_s = 424,40822$$

$$M_r = 62,51441$$

Da ciò si ha che la struttura risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto A - porzione 2



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3556596$ s

con $H = 13,68$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,47	B_2 [m]	0,47	B_3 [m]	0,33
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,57	H_3 [m]	3,46
H_{tot} [m]	13,68	d_1 [m]	0,31333333	d_2 [m]	0,31333333	d_c [m]	0,22
h_{bar} [m]	7,97948822	P_1 [KN]	118,685763	P_2 [KN]	142,167677	P_3 [KN]	62,0065908
I [m]	3,017	N_1 [KN]	30,377504	N_2 [KN]	139,8964	N_c [KN]	50,8761306

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,017	4,65	0,47

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
118,685763	0,235	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,017	5,57	0,47

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
142,167677	0,235	7,435

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,017	3,46	0,33

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
62,0065908	0,165	11,95

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		3,8	17,5

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	30,377504	d ₁	0,31333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	139,8964	d ₂	0,31333333	f ₂	10,22
Copertura	N _c	50,8761306	d _c	0,22	f _c	13,68

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1352362 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 62,507042$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 4340,9219 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0143995$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 13,68 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 11,95 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,87353801$
$\delta_{XN2} = 10,22 \theta$	$\delta_{XN2} = 0,74707602$
$\delta_{XP2} = 7,435 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,54349415$
$\delta_{XN1} = 4,65 \theta$	$\delta_{XN1} = 0,33991228$
$\delta_{XP1} = 2,325 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,16995614$

$$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0730994$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 45,577265 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8218836$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1718722 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,1718722 \quad \text{m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32713941	1,52791346
P_2	7,43566929	1,557379
P_3	11,9500371	1,56830564
N_1	4,65340935	1,53251457
N_2	10,2215517	1,55337175
N_c	13,6802626	1,56460022

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0143985 \quad \text{rad}$ ($\theta^\circ = 0,8249727^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 7,9794882 \quad \text{m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1148886 \quad \text{m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5832959$$

Si calcola: $d_0^* = 0,139787 \quad \text{m}$

$$d_u^* = 0,0559148 \quad \text{m}$$

$$d_s^* = 0,0223659 \quad \text{m}$$

$$a_s^* = 0,1443727 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_s = 2,4730376 \quad \text{s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \quad \text{s}$$

$$T_D = 1,9918451 \quad \text{s}$$

$$T_1 = 0,3556596 \quad \text{s}$$

$$T_C = 0,5116663 \quad \text{s}$$

$$T_s = 2,4730376 \quad \text{s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0120272 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0559148 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \quad \text{kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 17,746667 \quad \text{kN}$$

$$f_v = 22,222222 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$t = 0,33 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,88889 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \quad \text{kN}$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 17,746667 \quad \text{kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 17,746667 \quad \text{kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 13,258109 \quad \text{kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 13,258109 \quad \text{kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 13,258109 \quad \text{kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 6,0323099 \quad \text{kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 6,0323099 \quad \text{kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 6,0323099 \quad \text{kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0603846$$

$$M_s = 468,82956$$

$$M_r = 262,1247$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto A - porzione 3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3556596$ s

con $H = 13,68$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,47	B_2 [m]	0,47	B_3 [m]	0,33
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,57	H_3 [m]	3,46
H_{tot} [m]	13,68	d_1 [m]	0,31333333	d_2 [m]	0,31333333	d_c [m]	0,22
h_{bar} [m]	7,92628348	P_1 [KN]	47,99358	P_2 [KN]	57,489084	P_3 [KN]	25,073928
I [m]	1,22	N_1 [KN]	29,1279156	N_2 [KN]	27,8224628	N_c [KN]	39,5906142

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,22	4,65	0,47

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
47,99358	0,235	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,22	5,57	0,47

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
57,489084	0,235	7,435

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,22	3,46	0,33

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
25,073928	0,165	11,95

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,2
Pavimento in mattonelle di graniglia	21	0,025

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,525 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,525 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,15908 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,15908 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		3,57	3,41

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	29,1279156	d ₁	0,31333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	27,8224628	d ₂	0,31333333	f ₂	10,22
Copertura	N _c	39,5906142	d _c	0,22	f _c	13,68

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1396092 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 23,775106$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1800,0398 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0132081$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 13,68 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 11,95 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,87353801$
$\delta_{XN2} = 10,22 \theta$	$\delta_{XN2} = 0,74707602$
$\delta_{XP2} = 7,435 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,54349415$
$\delta_{XN1} = 4,65 \theta$	$\delta_{XN1} = 0,33991228$
$\delta_{XP1} = 2,325 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,16995614$

$$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0730994$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 18,387314 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7942821$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1631303 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,1631303 \quad \text{m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32695604	1,52979101
P_2	7,43561191	1,55796706
P_3	11,950027	1,56867157
N_1	4,65324404	1,53345366
N_2	10,2214764	1,55379951
N_c	13,6802362	1,56491987

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0132073 \quad \text{rad}$ ($\theta^\circ = 0,7567244 \quad ^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 7,9262835 \quad \text{m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,104682 \quad \text{m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5794067$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1317945 \quad \text{m}$

$$d_u^* = 0,0527178 \quad \text{m}$$

$$d_s^* = 0,0210871 \quad \text{m}$$

$$a_s^* = 0,1370294 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_s = 2,4647994 \quad \text{s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \quad \text{s}$$

$$T_D = 1,9918451 \quad \text{s}$$

$$T_1 = 0,3556596 \quad \text{s}$$

$$T_C = 0,5116663 \quad \text{s}$$

$$T_s = 2,4647994 \quad \text{s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0120272 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0527178 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \quad \text{kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 17,746667 \quad \text{kN}$$

$$f_v = 22,222222 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,33 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,88889 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 17,746667 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 17,746667 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 13,258109 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 13,258109 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 13,258109 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 6,0323099 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 6,0323099 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 6,0323099 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0583567$$

$$M_S = 430,09762$$

$$M_r = 105,04431$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto A - porzione 4

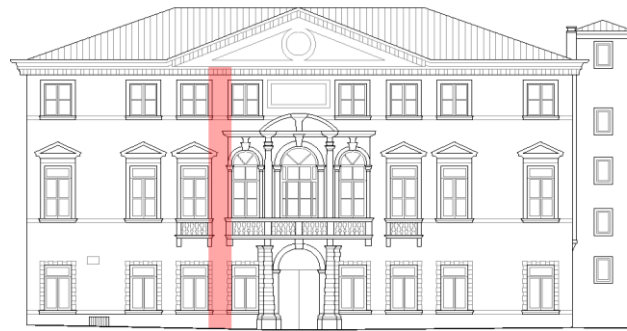


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3616873$ s

con $H = 13,99$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	4,8	H_3 [m]	9,19
H_{tot} [m]	13,99	d_1 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,29333333
h_{bar} [m]	7,34414497	P_1 [KN]	46,37952	P_3 [KN]	88,797456
I [m]	1,22	N_1 [KN]	84,7728412	N_c [KN]	39,5540915

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,22	4,8	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
46,37952	0,22	2,4

Piano nobile

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,22	9,19	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
88,797456	0,22	9,395

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,2
Pavimento in mattonelle di graniglia	21	0,025

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,525 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,15908 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Copertura
	10,39	10,83

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N_1	84,7728412	d_1	0,29333333	f_1
Copertura	N_c	39,5540915	d_c	0,29333333	f_c	13,99

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2\sum W_i}{3f_c l} = 0,1595311 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 24,809227 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0130175$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1905,8343 \alpha_0$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{NC}} = 13,99 \theta$	$\delta_{X_{NC}} = 1$
$\delta_{X_{P2}} = 9,395 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,67155111$
$\delta_{X_{N1}} = 4,8 \theta$	$\delta_{X_{N1}} = 0,34310222$
$\delta_{X_{P1}} = 2,4 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,17155111$

$$\delta_{X_{NC}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0714796$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 20,801278 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7863486$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1623985 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha a₀* = 0,1623985 m/s² Per cui la porzione di edificio risulta: NON VERIFICATA

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

$$\text{Momento stabilizzante: } M_s = \sum_i P_i \cdot R_{P_i} \cdot \cos(\beta_{P_i} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{N_i} \cdot \cos(\beta_{N_i} + \theta)$$

Carico	R _i [m]	β _i [rad]
P ₁	2,40076165	1,54560628
P ₂	9,3951946	1,56436013
N ₁	4,80186454	1,54292808
N _c	13,9906398	1,56123248

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{P_i} \cdot \cos(\beta_{P_i} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{N_i} \cdot \cos(\beta_{N_i} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{K0} = 0,0130168 \text{ rad} \quad (\theta^\circ = 0,7458065^\circ)$

$$\text{Altezza del baricentro } h_{\text{bar}} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + N_1 + N_c} = 7,344145 \text{ m}$$

$$\text{Spostamento } d_{\text{ko}} = h_{\text{bar}} \cdot \sin \theta_{\text{ko}} = 0,0955944 \text{ m}$$

$$\delta_{x_{\text{bar}}} = h_{\text{bar}} \cdot \theta = 0,5249568$$

$$\text{Si calcola: } d_0^* = 0,1215675 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,048627 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0194508 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1364147 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,372564 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3616873 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 2,372564 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0124383 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}}) \Rightarrow 0,048627 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA****CALCOLO DEI TIRANTI**Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 27,964444 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,222222 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$t = 0,44 \quad [\text{m}]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$\sigma_r = 888,88889 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$\text{Il valore minimo è: } T = \min(T_1, T_2, T_3) = 22,222222 \text{ kN}$$

Piano nobile:

$$\text{Numero di tiranti: } n'' = 1$$

$$T'' = T_{\text{min}} \cdot n'' = 22,222222 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 7,6244937 \text{ kN}$$

$$T'_{\text{min}} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 7,6244937 \text{ kN}$$

$$\text{Numero di tiranti: } n' = 1$$

$$T' = T'_{\text{min}} \cdot n' = 7,6244937 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0577738$$

$$M_s = 372,29569$$

$$M_r = 110,10725$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto A - porzione 5

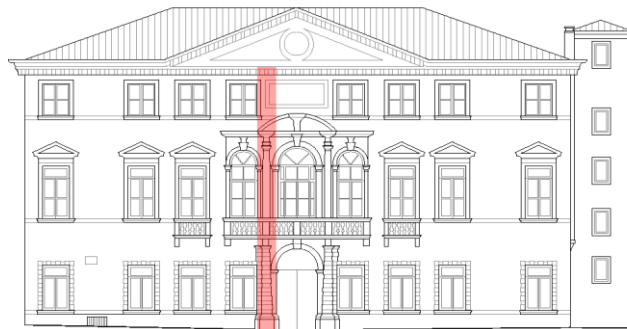


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3616873$ s

con $H = 13,99$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	4,8	H_3 [m]	9,19
H_{tot} [m]	13,99	d_1 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,29333333
h_{bar} [m]	7,45410571	P_1 [KN]	38,77632	P_3 [KN]	74,240496
I [m]	1,02	N_1 [KN]	89,0971536	N_c [KN]	44,1194299

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,02	4,8	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
38,77632	0,22	2,4

Piano nobile

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,02	9,19	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
74,240496	0,22	9,395

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,2
Pavimento in mattonelle di graniglia	21	0,025

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,525 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,15908 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Copertura
	10,92	12,08

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N_1	89,0971536	d_1	0,29333333	f_1
Copertura	N_c	44,1194299	d_c	0,29333333	f_c	13,99

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2\sum W_i}{3f_c l} = 0,181054 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 19,359029 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0105473$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1835,4498 \alpha_0$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{NC}} = 13,99 \theta$	$\delta_{X_{NC}} = 1$
$\delta_{X_{P2}} = 9,395 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,67155111$
$\delta_{X_{N1}} = 4,8 \theta$	$\delta_{X_{N1}} = 0,34310222$
$\delta_{X_{P1}} = 2,4 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,17155111$

$$\delta_{X_{NC}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0714796$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 19,663881 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7834139$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1320744 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha a₀* = 0,1320744 m/s² Per cui la porzione di edificio risulta: NON VERIFICATA

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

$$\text{Momento stabilizzante: } M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$$

Carico	R _i [m]	β _i [rad]
P ₁	2,40031598	1,55457024
P ₂	9,39508072	1,56665095
N ₁	4,80131301	1,54740906
N _c	13,9904506	1,56277081

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{Ko} = 0,0105469 \text{ rad} \quad (\theta^\circ = 0,6042931^\circ)$

$$\text{Altezza del baricentro } h_{\text{bar}} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + N_1 + N_c} = 7,4541057 \text{ m}$$

$$\text{Spostamento } d_{\text{ko}} = h_{\text{bar}} \cdot \sin \theta_{\text{ko}} = 0,0786163 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{xbar}} = h_{\text{bar}} \cdot \theta = 0,5328167$$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1003509 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0401404 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0160561 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1109425 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,3902945 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,3616873 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 2,3902945 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_S \quad S_{\text{De}}(T_S) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{\text{De}}(T_1) = 0,0124383 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{\text{De}}(T_S) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{\text{De}}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{\text{De}}(T_S); S_{\text{De}}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0401404 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 27,964444 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Φ 18	[mm]
A = 254,469	[mm ²]
f_y = 240	[MPa]
f_v = 22,222222	[kN/m ²]
a = 0,5	[m]
b = 0,05	[m]
t = 0,44	[m]
σ_r = 888,88889	[kN/m ²]

$$\text{Il valore minimo è: } T = \min(T_1, T_2, T_3) = 22,222222 \text{ kN}$$

Piano nobile:

$$\text{Numero di tiranti: } n'' = 1$$

$$T'' = T_{\text{min}} \cdot n'' = 22,222222 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) \cdot T'' = H_1 \cdot T \Rightarrow T = 7,6244937 \text{ kN}$$

$$T'_{\text{min}} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 7,6244937 \text{ kN}$$

$$\text{Numero di tiranti: } n' = 1$$

$$T' = T'_{\text{min}} \cdot n' = 7,6244937 \text{ kN}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0575582$$

$$M_s = 366,84549$$

$$M_r = 105,64512$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto A - porzione 6

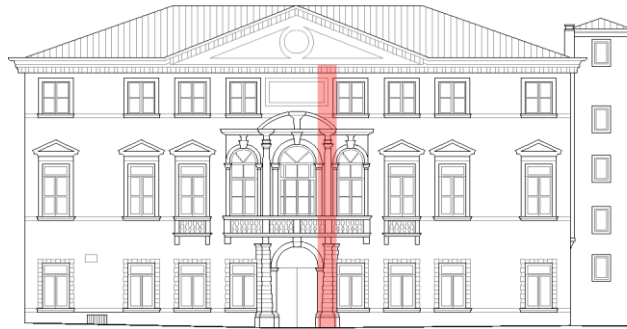


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3616873$ s

con $H = 13,99$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	4,8	H_3 [m]	9,19
H_{tot} [m]	13,99	d_1 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,29333333
h_{bar} [m]	7,45674669	P_1 [KN]	38,77632	P_3 [KN]	74,240496
I [m]	1,02	N_1 [KN]	88,8523812	N_c [KN]	44,1194299

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,02	4,8	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
38,77632	0,22	2,4

Piano nobile

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,02	9,19	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
74,240496	0,22	9,395

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,2
Pavimento in mattonelle di graniglia	21	0,025

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,525 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,15908 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Copertura
	10,89	12,08

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N_1	88,8523812	d_1	0,29333333	f_1
Copertura	N_c	44,1194299	d_c	0,29333333	f_c	13,99

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2\sum W_i}{3f_c l} = 0,180874 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 19,37582$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1834,2749 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0105632$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{NC}} = 13,99 \theta$	$\delta_{X_{NC}} = 1$
$\delta_{X_{P2}} = 9,395 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,67155111$
$\delta_{X_{N1}} = 4,8 \theta$	$\delta_{X_{N1}} = 0,34310222$
$\delta_{X_{P1}} = 2,4 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,17155111$

$$\delta_{X_{NC}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0714796$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 19,645058 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7834428$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1322688 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha a₀* = 0,1322688 m/s² Per cui la porzione di edificio risulta: NON VERIFICATA

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

$$\text{Momento stabilizzante: } M_s = \sum_i P_i \cdot R_{P_i} \cdot \cos(\beta_{P_i} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{N_i} \cdot \cos(\beta_{N_i} + \theta)$$

Carico	R _i [m]	β _i [rad]
P ₁	2,4003189	1,55449527
P ₂	9,39508147	1,56663179
N ₁	4,80131723	1,54737158
N _c	13,990452	1,56275795

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{P_i} \cdot \cos(\beta_{P_i} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{N_i} \cdot \cos(\beta_{N_i} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{K0} = 0,0105628 \text{ rad} \quad (\theta^\circ = 0,6052045^\circ)$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\text{Altezza del baricentro } h_{\text{bar}} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + N_1 + N_c} = 7,4567467 \text{ m}$$

$$\text{Spostamento } d_{\text{ko}} = h_{\text{bar}} \cdot \sin \theta_{\text{ko}} = 0,0787627 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{xbar}} = h_{\text{bar}} \cdot \theta = 0,5330055$$

$$\text{Si calcola: } d_0^* = 0,1005341 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0402137 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0160855 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1111058 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,3907177 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3616873 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_S = 2,3907177 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0124383 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0402137 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: NON VERIFICATA

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 27,964444 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,222222 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$t = 0,44 \quad [\text{m}]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$\sigma_r = 888,88889 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$\text{Il valore minimo è: } T = \min(T_1, T_2, T_3) = 22,222222 \text{ kN}$$

Piano nobile:

$$\text{Numero di tiranti: } n'' = 1$$

$$T'' = T_{\min} \cdot n'' = 22,222222 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) \cdot T'' = H_1 \cdot T \Rightarrow T = 7,6244937 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 7,6244937 \text{ kN}$$

$$\text{Numero di tiranti: } n' = 1$$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 7,6244937 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0575603$$

$$M_s = 366,86228$$

$$M_r = 105,58139$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto A - porzione 7



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3616873$ s

con $H = 13,99$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	4,8	H_3 [m]	9,19
H_{tot} [m]	13,99	d_1 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,29333333
h_{bar} [m]	7,40530336	P_1 [KN]	46,75968	P_3 [KN]	89,525304
I [m]	1,23	N_1 [KN]	84,6912504	N_c [KN]	42,0011129

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,23	4,8	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
46,75968	0,22	2,4

Piano nobile

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,23	9,19	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
89,525304	0,22	9,395

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,2
Pavimento in mattonelle di graniglia	21	0,025

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,525 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,15908 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Copertura
	10,38	11,5

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N_1	84,6912504	d_1	0,29333333	f_1
Copertura	N_c	42,0011129	d_c	0,29333333	f_c	13,99

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2\sum W_i}{3f_c l} = 0,160352 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 24,976835 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0128256$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1947,427 \cdot \alpha_0$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{NC}} = 13,99 \theta$	$\delta_{X_{NC}} = 1$
$\delta_{X_{P2}} = 9,395 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,67155111$
$\delta_{X_{N1}} = 4,8 \theta$	$\delta_{X_{N1}} = 0,34310222$
$\delta_{X_{P1}} = 2,4 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,17155111$

$$\delta_{X_{NC}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0714796$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 21,075603 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7861957$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1600348 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha a₀* = 0,1600348 m/s² Per cui la porzione di edificio risulta: NON VERIFICATA

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

$$\text{Momento stabilizzante: } M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$$

Carico	R _i [m]	β _i [rad]
P ₁	2,40074111	1,54594813
P ₂	9,39518935	1,56444751
N ₁	4,80184173	1,54309898
N _c	13,990632	1,56129116

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0128249 \text{ rad} \quad (\theta^\circ = 0,73481^\circ)$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\text{Altezza del baricentro } h_{\text{bar}} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + N_1 + N_c} = 7,4053034 \text{ m}$$

$$\text{Spostamento } d_{\text{ko}} = h_{\text{bar}} \cdot \sin \theta_{\text{ko}} = 0,0949693 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{xbar}} = h_{\text{bar}} \cdot \theta = 0,5293283$$

$$\text{Si calcola: } d_0^* = 0,120796 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0483184 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0193274 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1344293 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,3824252 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3616873 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_S = 2,3824252 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_S \quad S_{De}(T_S) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0124383 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0483184 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: NON VERIFICATA

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 27,964444 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,222222 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$t = 0,44 \quad [\text{m}]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$\sigma_r = 888,88889 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$\text{Il valore minimo è: } T = \min(T_1, T_2, T_3) = 22,222222 \text{ kN}$$

Piano nobile:

$$\text{Numero di tiranti: } n'' = 1$$

$$T'' = T_{\min} \cdot n'' = 22,222222 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) \cdot T'' = H_1 \cdot T \Rightarrow T = 7,6244937 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 7,6244937 \text{ kN}$$

$$\text{Numero di tiranti: } n' = 1$$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 7,6244937 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0577625$$

$$M_s = 372,46329$$

$$M_r = 112,48834$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto A - porzione 8



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3523396$ s

con $H = 13,51$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,33
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,46	H_3 [m]	3,4
H_{tot} [m]	13,51	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,22
h_{bar} [m]	7,94128692	P_1 [KN]	44,56188	P_2 [KN]	52,324272	P_3 [KN]	24,43716
I [m]	1,21	N_1 [KN]	28,148826	N_2 [KN]	26,5986008	N_c [KN]	39,5175688

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,21	4,65	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
44,56188	0,22	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,21	5,46	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
52,324272	0,22	7,38

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,21	3,4	0,33

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
24,43716	0,165	11,81

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,2
Pavimento in mattonelle di graniglia	21	0,025

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,525 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,525 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,15908 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,15908 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		3,45	3,26

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	28,148826	d ₁	0,29333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	26,5986008	d ₂	0,29333333	f ₂	10,11
Copertura	N _c	39,5175688	d _c	0,22	f _c	13,51

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1336291 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 21,29132$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1712,0486 \cdot \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0124362$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 13,51 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 11,81 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,87416728$
$\delta_{XN2} = 10,11 \theta$	$\delta_{XN2} = 0,74833457$
$\delta_{XP2} = 7,38 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,54626203$
$\delta_{XN1} = 4,65 \theta$	$\delta_{XN1} = 0,34418949$
$\delta_{XP1} = 2,325 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,17209474$

$$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0740192$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 17,535339 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7979175$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1528965 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,1528965 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32660373	1,53366463
P_2	7,3805054	1,55909349
P_3	11,8100417	1,56814003
N_1	4,65274171	1,53646483
N_2	10,1112613	1,55500098
N_c	13,5102761	1,56440331

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0124355 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 0,7125031^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 7,9412869 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,0987515 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5878081$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1237616 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,0495046 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0198019 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1284331 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,4671432 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3523396 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 2,4671432 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0118037 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0495046 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 17,746667 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,222222 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,33 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,88889 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 17,746667 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 17,746667 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 13,280444 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 13,280444 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 13,280444 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 6,1082161 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 6,1082161 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 6,1082161 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0586238$$

$$M_S = 423,71728$$

$$M_r = 100,36672$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto A - porzione 9



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3523396$ s

con $H = 13,51$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,47	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,33
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,46	H_3 [m]	3,4
H_{tot} [m]	13,51	d_1 [m]	0,31333333	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,22
h_{bar} [m]	8,04495901	P_1 [KN]	119,59056	P_2 [KN]	128,471616	P_3 [KN]	61,39584
I [m]	3,04	N_1 [KN]	30,8571488	N_2 [KN]	139,656578	N_c [KN]	64,9008501

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,04	4,65	0,47

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
119,59056	0,235	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,04	5,46	0,43

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
128,471616	0,215	7,38

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,04	3,4	0,33

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
61,39584	0,165	11,81

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		3,86	17,47

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	30,8571488	d ₁	0,31333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	139,656578	d ₂	0,28666667	f ₂	10,11
Copertura	N _c	64,9008501	d _c	0,22	f _c	13,51

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1344258 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 56,592202$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 4383,4777 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0129103$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 13,51 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 11,81 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,87416728$
$\delta_{X_{N2}} = 10,11 \theta$	$\delta_{X_{N2}} = 0,74833457$
$\delta_{X_{P2}} = 7,38 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,54626203$
$\delta_{X_{N1}} = 4,65 \theta$	$\delta_{X_{N1}} = 0,34418949$
$\delta_{X_{P1}} = 2,325 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,17209474$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0740192$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 45,557215 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8202216$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1544101 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,1544101 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32717429	1,52756556
P_2	7,38043984	1,55987885
P_3	11,8100396	1,56820749
N_1	4,65344044	1,53234056
N_2	10,1111462	1,55573902
N_c	13,510271	1,56446227

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0129096 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 0,7396671^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 8,044959 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1038545 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5954818$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1266176 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,0506471 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0202588 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1297045 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,4831876 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3523396 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 2,4831876 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0118037 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0506471 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 17,746667 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,222222 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$t = 0,33 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,88889 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \quad \text{kN}$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 17,746667 \quad \text{kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 17,746667 \quad \text{kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 13,280444 \quad \text{kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 13,280444 \quad \text{kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 13,280444 \quad \text{kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 6,1082161 \quad \text{kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 6,1082161 \quad \text{kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 6,1082161 \quad \text{kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0602625$$

$$M_s = 459,01816$$

$$M_r = 264,15914$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto A - porzione 10



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3523396$ s

con $H = 13,51$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,47	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,33
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,46	H_3 [m]	3,4
H_{tot} [m]	13,51	d_1 [m]	0,31333333	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,22
h_{bar} [m]	7,41063053	P_1 [KN]	37,37205	P_2 [KN]	40,14738	P_3 [KN]	19,1862
I [m]	0,95	N_1 [KN]	8,393784	N_2 [KN]	28,5388656	N_c [KN]	8,69240423

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	4,65	0,47

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
37,37205	0,235	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	5,46	0,43

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
40,14738	0,215	7,38

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	3,4	0,33

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
19,1862	0,165	11,81

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		1,05	3,57

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	8,393784	d ₁	0,31333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	28,5388656	d ₂	0,28666667	f ₂	10,11
Copertura	N _c	8,69240423	d _c	0,22	f _c	13,51

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1123663 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 17,310188$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1054,7601 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0164115$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{NC}} = 13,51 \theta$	$\delta_{X_{NC}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 11,81 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,87416728$
$\delta_{X_{N2}} = 10,11 \theta$	$\delta_{X_{N2}} = 0,74833457$
$\delta_{X_{P2}} = 7,38 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,54626203$
$\delta_{X_{N1}} = 4,65 \theta$	$\delta_{X_{N1}} = 0,34418949$
$\delta_{X_{P1}} = 2,325 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,17209474$

$$\delta_{X_{NC}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0740192$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 11,631819 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8017115$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,2008163 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,2008163 \quad \text{m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32823195	1,5180995
P_2	7,38071363	1,55689022
P_3	11,8101173	1,56633965
N_1	4,65434074	1,52760449
N_2	10,1115024	1,55355765
N_c	13,5104287	1,56282953

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,01641 \quad \text{rad} \quad (\theta^\circ = 0,9402249^\circ)$

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 7,4106305 \quad \text{m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1216031 \quad \text{m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5485293$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1516794 \quad \text{m}$

$$d_u^* = 0,0606718 \quad \text{m}$$

$$d_s^* = 0,0242687 \quad \text{m}$$

$$a_s^* = 0,1686857 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_s = 2,3832196 \quad \text{s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \quad \text{s}$$

$$T_D = 1,9918451 \quad \text{s}$$

$$T_1 = 0,3523396 \quad \text{s}$$

$$T_C = 0,5116663 \quad \text{s}$$

$$T_s = 2,3832196 \quad \text{s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0118037 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0606718 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \quad \text{kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 29 \quad \text{kN}$$

$$f_v = 22,222222 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$t = 0,45 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,88889 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \quad \text{kN}$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 22,222222 \quad \text{kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 22,222222 \quad \text{kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 16,629657 \quad \text{kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 16,629657 \quad \text{kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 16,629657 \quad \text{kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 7,6486553 \quad \text{kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 7,6486553 \quad \text{kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 7,6486553 \quad \text{kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0589025$$

$$M_S = 521,22449$$

$$M_r = 62,128009$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto A - porzione 11



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3616873 \text{ s}$

con $H = 13,99$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	2	B_1 [m]	0,44
Z [m]	4,8	H_1 [m]	9,19
H_{tot} [m]	13,99	d_c [m]	0,29333333
h_{bar} [m]	5,83202582	P_1 [KN]	300,601224
I [m]	4,13	N_c [KN]	9,19

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Nobile

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
4,13	9,19	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
300,601224	0,22	4,595

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,2
Pavimento in mattonelle di graniglia	21	0,025

Peso dei solai

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	30,32

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N_c	110,736847	d_c	0,29333333	f_c

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2\sum W_i}{3f_c l} = 0,0746982 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 67,888866 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0282996$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 2398,9342 \alpha_0$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{NC}} = 9,19 \theta$	$\delta_{X_{NC}} = 1$
$\delta_{X_{P1}} = 4,595 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,5$

$$\delta_{X_{NC}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1088139$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 37,366918 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8911635$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,3115242 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,3431022$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 2 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0,7727347 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,7727347 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,3115242 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	4,59729677	1,53918514
N_c	9,19260036	1,54701027

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{KO} = 0,028292 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 1,6210147^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_c \cdot f_c}{P_1 + N_c} = 5,8320258 \text{ m}$

Spostamento $d_{KO} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{KO} = 0,1649779 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,6346056$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1851264 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,0740506 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0296202 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,2616804 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,1139198 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3616873 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_S = 2,1139198 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0124383 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0360197$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0740506 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: NON VERIFICATA

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)] \cdot t = 29 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$f_v = 22,222222 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$t = 0,45 \quad [\text{m}]$$

$$\sigma_r = 888,88889 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 22,222222 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 22,222222 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,070197$$

$$M_s = 272,11109$$

$$M_r = 168,39807$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto A

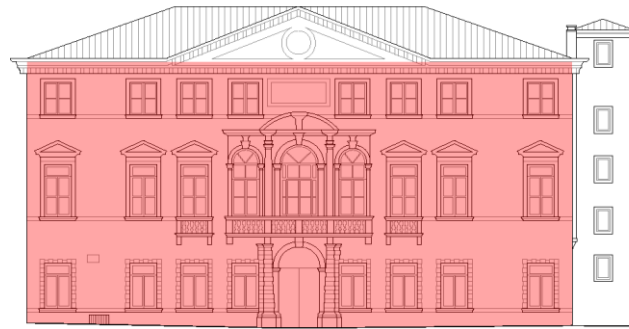


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,353708$ s

con $H = 13,58$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,47	B_2 [m]	0,45	B_3 [m]	0,33
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,5	H_3 [m]	3,43
H_{tot} [m]	13,58	d_1 [m]	0,31333333	d_2 [m]	0,3	d_c [m]	0,22
h_{bar} [m]	7,15820668	P_1 [KN]	1106,99946	P_2 [KN]	1253,637	P_3 [KN]	573,329988
I [m]	28,14	N_1 [KN]	485,628442	N_2 [KN]	396,939242	N_c [KN]	370,486338

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
28,14	4,65	0,47

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
1106,99946	0,235	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
28,14	5,5	0,45

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
1253,637	0,225	7,4

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
28,14	3,43	0,33

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
573,329988	0,165	11,865

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,2
Pavimento in mattonelle di graniglia (a favore di sicurezza)	21	0,025

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,525 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,525 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,15908 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,15908 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		59,52	48,65

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	485,628442	d ₁	0,31333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	396,939242	d ₂	0,3	f ₂	10,15
Copertura	N _c	370,486338	d _c	0,22	f _c	13,58

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c I} = 0,1115944 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_S = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_S = 522,31711$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 29971,558 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0174271$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 13,58 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 11,865 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,87371134$
$\delta_{XN2} = 10,15 \theta$	$\delta_{XN2} = 0,74742268$
$\delta_{XP2} = 7,4 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,544919$
$\delta_{XN1} = 4,65 \theta$	$\delta_{XN1} = 0,34241532$
$\delta_{XP1} = 2,325 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,17120766$

$$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0736377$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 332,9022 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7799748$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,2191863 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \quad \text{m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \quad \text{m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,2191863 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32827274	1,51776839
P_2	7,40086892	1,55547244
P_3	11,8651202	1,56629525
N_1	4,65437414	1,52743879
N_2	10,1517485	1,55223633
N_c	13,5804327	1,56281375

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0174253 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 0,9983978^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 7,1582067 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1247278 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5271139$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1599126 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,063965 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,025586 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1841165 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,3422587 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,353708 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 2,3422587 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0118956 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,063965 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$\Phi 18$

[mm]

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)] \cdot t = 17,746667 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 17,746667 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 3$
 $T''' = T_{\min} \cdot n''' = 53,24 \text{ kN}$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 39,792784 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 17,746667 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 3$
 $T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 53,24 \text{ kN}$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 24,390739 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 17,746667 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 3$
 $T' = T'_{\min} \cdot n' = 53,24 \text{ kN}$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0573055$$

$$M_s = 2033,2683$$

$$M_r = 1717,5348$$

La struttura è: VERIFICATA

$$A = 254,469 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$f_y = 240 \text{ [MPa]}$$

$$f_v = 22,222222 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$a = 0,5 \text{ [m]}$$

$$b = 0,05 \text{ [m]}$$

$$t = 0,33 \text{ [m]}$$

$$\sigma_r = 888,88889 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Palazzo Cavalli - Prospetto A - Timpano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1306763$ s
con $H = 3,6$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	16,77	d_c [m]	0,2
Z [m]	13,68	B_3 [m]	0,3	P_3 [KN]	163,00
H_{tot} [m]	17,28	H_3 [m]	3,6	N_c [KN]	98,6844

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza timpano [m]	Altezza timpano [m]	Spessore timpano [m]
16,77	3,6	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
163,00	0,15	1,2

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	27,02

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	98,6844	d_c	0,2	F_c	1,8

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0117034 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 41,124874$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 373,23712 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,1101843$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 1,8 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,2 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,67$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,5555556$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 25,611061 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9600891$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 1,1258415 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7916667$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,2130375 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematico risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,6352066 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,6352066 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 1,1258415 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,80530494	1,49411555
N_c	3,60492103	1,51853934

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0633139 \text{ rad}$ ($\theta = 3,6276174^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 1,8 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1138888 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 1$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,0939933 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0375973 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0150389 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,9457068 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 0,7923372 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1306763 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 0,7923372 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0385472 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013898 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0385472$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0102471$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0375973 \geq 0,0385472$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,22 \text{ kN}$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,33 \text{ kN}$

Timpano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,33 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,16$$

$$M_s = 96,324874$$

$$M_r = 59,731025$$

La struttura è: VERIFICATA

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,3	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto B - porzione 1

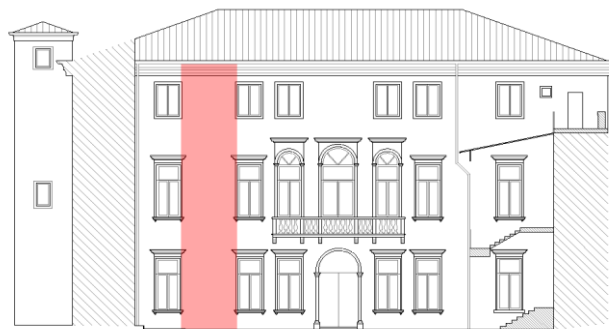


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3657516$ s

con $H = 14,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	H_2 [m]	5,51	d_c [m]	0,28666667
Z [m]	0	H_1 [m]	5,04	P_2 [KN]	132,663168	P_3 [KN]	85,88304
H_{tot} [m]	14,2	P_1 [KN]	121,347072	$P_{S''}$ [KN]	17,42	N_c [KN]	61,540761
h_{bar} [m]	8,1328773	P_S [KN]	17,42	B_3 [m]	0,43		
l [m]	3,04	B_2 [m]	0,44	H_3 [m]	3,65		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,04	5,04	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
121,347072	0,22	2,52

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,04	5,51	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
132,663168	0,22	7,795

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,04	3,65	0,43

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
85,88304	0,215	12,375

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,2
Pavimento in mattonelle di graniglia	21	0,025

Peso dei solai

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

Peso proprio della scala

Peso proprio P_s [KN]	Braccio stabiliz. b_4 [m]	Braccio instabiliz. h_4 [m]	Peso proprio $P_{s'}$ [KN]	Braccio stabiliz. b_5 [m]	Braccio instabiliz. h_5 [m]
17,42	0,29333333	5,04	17,42	3,67333333	10,55

Materiale della scala

Materiale	Peso per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]	Area d'influenza [m ²]
Pietra	25	0,13	5,36

Peso della scala

Scala nobile

Carichi permanenti

$$G_{1,s} = 3,25 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$Q_{1,s} = 4 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	16,85

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _c	61,540761	d _c	0,28666667	f _c	14,2

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,099038 \quad \text{m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = 117,88041 \quad \Rightarrow \quad \alpha_0 = 0,0332229$$

$$M_r = 3548,1632 \cdot \alpha_0$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 14,2 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 12,375 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,87147887$
$\delta_{X_{P2}} = 7,795 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,54894366$
$\delta_{X_{P1}} = 2,52 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,17746479$
$\delta_{X_{PS'}} = 5,04 \theta$	$\delta_{X_{PS'}} = 0,35492958$
$\delta_{X_{PS''}} = 10,55 \theta$	$\delta_{X_{PS''}} = 0,74295775$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \quad \Rightarrow \quad \theta = 0,0704225$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 34,272448 \quad \text{KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7706457$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,4229142 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \quad \text{m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \quad \text{m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \quad \text{m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,4229142 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

$$\text{Momento stabilizzante: } M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$$

Carico	R _i [m]	β _i [rad]
P ₁	2,52290147	1,52283235
P ₂	7,79593848	1,55527968
P ₃	12,3755433	1,56142593
P _{S'}	5,04374372	1,53226475
P _{S''}	11,1390344	1,24413767
N _C	14,2012395	1,55758381

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0159395 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 0,9132662^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + P_2 \cdot h_2 + P_3 \cdot h_3 + N_C \cdot f_C + P_{S'} \cdot h_4 + P_{S''} \cdot h_5}{P_1 + P_2 + P_3 + N_C + P_{S'} + P_{S''}} = 8,1328773 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1296285 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5727378$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1651944 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,0660777 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0264311 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,355248 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,7138455 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3657516 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 1,7138455 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0833786 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0127195 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0833786$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0660777 \geq 0,0833786$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti Φ18 mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 26,946667 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$t = 0,43 \quad [\text{m}]$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$\text{Il valore minimo è:} \quad T = \min (T_1, T_2, T_3) = 22,222222 \text{ kN}$$

Secondo piano:

$$\text{Numero di tiranti:} \quad n''' = 1$$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 22,222222 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 16,510172 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min (T_1, T_2, T_3, T) = 16,510172 \text{ kN}$$

$$\text{Numero di tiranti:} \quad n'' = 1$$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 16,510172 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 7,8873239 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min (T_1, T_2, T_3, T) = 7,8873239 \text{ kN}$$

$$\text{Numero di tiranti:} \quad n' = 1$$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 7,8873239 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0566201$$

$$M_s = 647,3704$$

$$M_r = 200,89725$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto B - porzione 2

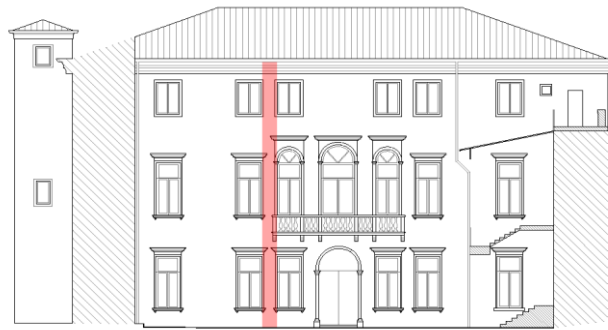


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3657516$ s

con $H = 14,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,43
Z [m]	0	H_1 [m]	6,23	H_2 [m]	4,16	H_3 [m]	3,81
H_{tot} [m]	14,2	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,28666667
h_{bar} [m]	8,97635222	P_1 [KN]	41,446944	P_2 [KN]	27,675648	P_3 [KN]	24,771096
l [m]	0,84	N_1 [KN]	2,6380464	N_2 [KN]	12,8704688	N_c [KN]	32,8339135

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,84	6,23	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
41,446944	0,22	3,115

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,84	4,16	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
27,675648	0,22	8,31

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,84	3,81	0,43

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
24,771096	0,215	12,295

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$

$G_{2,1} = 4,36 \text{ KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$

$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$

Peso copertura

Carichi permanenti

$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$

$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio della scala

Peso proprio P_S [KN]	Braccio stabiliz. b_4 [m]	Braccio instabiliz. h_4 [m]	Peso proprio $P_{S'}$ [KN]	Braccio stabiliz. b_5 [m]	Braccio instabiliz. h_5 [m]
2,47	0,29333333	6,23	2,47	0,29333333	10,39

Materiale della scala

Materiale	Peso per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]	Area d'influenza [m ²]
Pietra	25	0,13	0,76

Peso della scala

Scala mobile

Carichi permanenti

$$G_{1,s} = 3,25 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 4 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		0,33	1,61

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N_1	2,6380464	d_1	0,29333333	f_1
2° orizzontamento	N_2	12,8704688	d_2	0,29333333	f_2	10,39
Copertura	N_c	32,8339135	d_c	0,28666667	f_c	14,2

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1314072 \quad \text{m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = 16,603367 \quad \Rightarrow \quad \alpha_0 = 0,0125678$$

$$M_r = 1321,1047 \alpha_0$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 14,2 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 12,295 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,86584507$
$\delta_{X_{N2}} = 10,39 \theta$	$\delta_{X_{N2}} = 0,73169014$
$\delta_{X_{P2}} = 8,31 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,58521127$
$\delta_{X_{N1}} = 6,23 \theta$	$\delta_{X_{N1}} = 0,43873239$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$\delta_{XP1} = 3,115 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,2193662$
$\delta_{XPS'} = 6,23 \theta$	$\delta_{XPS'} = 0,43873239$
$\delta_{XPS''} = 10,39\theta$	$\delta_{XPS''} = 0,73169014$

$$\delta_{XNC} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0704225$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 12,242074 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8159934$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1510919 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}, \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,1510919 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R _i [m]	β _i [rad]
P ₁	3,11625956	1,5423633
P ₂	8,31047223	1,56013575
P ₃	12,2952842	1,56399751
P _{S'}	6,23210398	1,54481083
P _{S''}	10,3912617	1,55521279
N ₁	6,23210398	1,54481083
N ₂	10,3912617	1,55521279
N _C	14,2008488	1,559863

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0125671 \text{ rad} \quad (\theta^\circ = 0,7200435^\circ)$

$$\text{Altezza del baricentro } h_{bar} = \frac{P_1 h_1 + N_1 f_1 + P_2 h_2 + N_2 f_2 + P_3 h_3 + N_C f_C + P_{S'} h_4 + P_{S''} h_5}{P_1 + P_2 + P_3 + P_{S'} + P_{S''} + N_1 + N_2 + N_C} = 8,9763522 \text{ m}$$

$$\text{Spostamento } d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,112804 \text{ m}$$

$$\delta_{Xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,6321375$$

$$\text{Si calcola: } d_0^* = 0,1382413 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0552965 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0221186 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1269172 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,6230013 \text{ s}$$

Ricordando:

$$\begin{aligned} T_B &= 0,1705554 \text{ s} & T_D &= 1,9918451 \text{ s} & T_1 &= 0,3657516 \text{ s} \\ T_C &= 0,5116663 \text{ s} & T_S &= 2,6230013 \text{ s} \end{aligned}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$\begin{aligned} T_D \leq T_S & \quad S_{De}(T_S) = 0,0969032 \text{ m/s}^2 \\ T_B \leq T_1 < T_C & \quad S_{De}(T_1) = 0,0127195 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$\begin{aligned} d_u^* &\geq S_{De}(T_S) = 0,0969032 \\ d_u^* &\geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0 \\ d_u^* &\geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0552965 \geq 0,0969032 \end{aligned}$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$	$\Phi 18$	[mm]
	$A = 254,469$	[mm ²]
	$f_y = 240$	[MPa]
$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 26,946667 \text{ kN}$	$f_v = 22,22$	[kN/m ²]
	$a = 0,5$	[m]
	$b = 0,05$	[m]
	$t = 0,43$	[m]
$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$	$\sigma_r = 888,89$	[kN/m ²]

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 22,222222 \text{ kN}$

Secondo piano:

$$\begin{aligned} \text{Numero di tiranti:} & \quad n''' = 1 \\ T''' &= T_{\min} \cdot n''' = 22,222222 \text{ kN} \end{aligned}$$

Primo piano:

$$\begin{aligned} T &\Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3):T''' = (H_1 + H_2):T \Rightarrow T = 16,259781 \text{ kN} \\ T''_{\min} &= \min(T_1, T_2, T_3, T) = 16,259781 \text{ kN} \\ \text{Numero di tiranti:} & \quad n'' = 1 \\ T'' &= T''_{\min} \cdot n'' = 16,259781 \text{ kN} \end{aligned}$$

Piano terra:

$$\begin{aligned} T &\Rightarrow (H_1 + H_2):T'' = H_1:T \Rightarrow T = 9,7496088 \text{ kN} \\ T'_{\min} &= \min(T_1, T_2, T_3, T) = 9,7496088 \text{ kN} \\ \text{Numero di tiranti:} & \quad n' = 1 \\ T' &= T'_{\min} \cdot n' = 9,7496088 \text{ kN} \end{aligned}$$

Verifica dei tiranti:

$$\begin{aligned} \alpha_{\min} &= 0,0599518 \\ M_S &= 561,83811 \\ M_r &= 79,202617 \end{aligned} \quad \text{La struttura è: VERIFICATA}$$

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto B - porzione 3

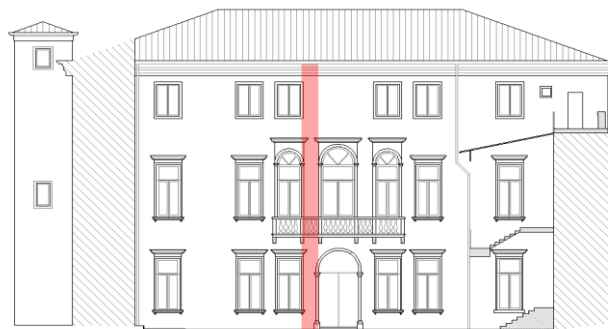


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3636246$ s

con $H = 14,09$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,9	H_2 [m]	5,34	H_3 [m]	3,85
H_{tot} [m]	14,09	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	8,95234128	P_1 [KN]	38,808	P_2 [KN]	42,2928	P_3 [KN]	20,79
l [m]	1	N_1 [KN]	17,5070352	N_2 [KN]	80,6602672	N_c [KN]	41,0880452

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1	4,9	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
38,808	0,22	2,45

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1	5,34	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
42,2928	0,22	7,57

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1	3,85	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
20,79	0,15	12,165

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		2,19	10,09

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	17,5070352	d ₁	0,29333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	80,6602672	d ₂	0,29333333	f ₂	10,24
Copertura	N _c	41,0880452	d _c	0,2	f _c	14,09

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1808596 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 14,360429$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 2158,8226 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,006652$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 14,09 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 12,165 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,86337828$
$\delta_{XN2} = 10,24 \theta$	$\delta_{XN2} = 0,72675656$
$\delta_{XP2} = 7,57 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,53726047$
$\delta_{XN1} = 4,9 \theta$	$\delta_{XN1} = 0,34776437$
$\delta_{XP1} = 2,45 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,17388219$

$$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0709723$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 20,86558 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8488269$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,0768777 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,0768777 \quad \text{m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,45031263	1,55482202
P_2	7,57010119	1,56562591
P_3	12,1650391	-1,56825958
N_1	4,90129068	1,54784654
N_2	10,2406177	1,55981301
N_c	14,090013	1,56943789

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0094635 \quad \text{rad}$ ($\theta^\circ = 0,5422159^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 8,9523413 \quad \text{m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,0847188 \quad \text{m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,6353684$$

Si calcola: $d_0^* = 0,0998069 \quad \text{m}$

$$d_u^* = 0,0399228 \quad \text{m}$$

$$d_s^* = 0,0159691 \quad \text{m}$$

$$a_s^* = 0,0645773 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_s = 3,1244988 \quad \text{s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \quad \text{s}$$

$$T_D = 1,9918451 \quad \text{s}$$

$$T_1 = 0,3636246 \quad \text{s}$$

$$T_C = 0,5116663 \quad \text{s}$$

$$T_s = 3,1244988 \quad \text{s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0125719 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0399228 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \quad \text{kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \quad \text{kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 11,143601 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 11,143601 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 11,143601 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 5,332387 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 5,332387 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 5,332387 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0623641$$

$$M_S = 370,64626$$

$$M_r = 134,63307$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto B - porzione 4

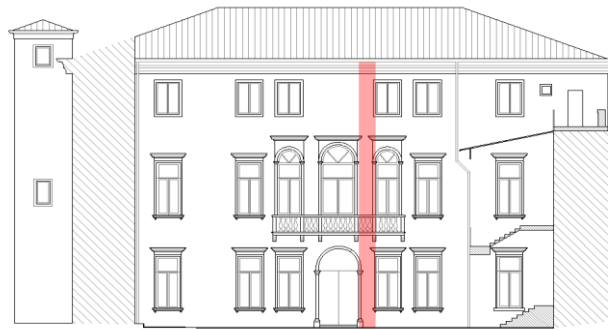


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3636246$ s

con $H = 14,09$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,9	H_2 [m]	5,34	H_3 [m]	3,85
H_{tot} [m]	14,09	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	8,9444685	P_1 [KN]	38,808	P_2 [KN]	42,2928	P_3 [KN]	20,79
l [m]	1	N_1 [KN]	17,5070352	N_2 [KN]	80,5003856	N_c [KN]	40,7593408

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1	4,9	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
38,808	0,22	2,45

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1	5,34	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
42,2928	0,22	7,57

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1	3,85	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
20,79	0,15	12,165

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		2,19	10,07

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	17,5070352	d ₁	0,29333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	80,5003856	d ₂	0,29333333	f ₂	10,24
Copertura	N _c	40,7593408	d _c	0,2	f _c	14,09

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1804932 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 14,424341$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 2152,554 \cdot \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,006701$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 14,09 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 12,165 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,86337828$
$\delta_{X_{N2}} = 10,24 \theta$	$\delta_{X_{N2}} = 0,72675656$
$\delta_{X_{P2}} = 7,57 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,53726047$
$\delta_{X_{N1}} = 4,9 \theta$	$\delta_{X_{N1}} = 0,34776437$
$\delta_{X_{P1}} = 2,45 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,17388219$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0709723$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 20,819581 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8486751$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,0774586 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,0774586 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,45031851	1,55467249
P_2	7,57010309	1,56557751
P_3	12,1650382	-1,5682897
N_1	4,9012991	1,54777179
N_2	10,2406217	1,55977723
N_c	14,0900135	1,56941188

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,009529 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 0,5459733^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 8,9444685 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,0852308 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,6348097$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1004281 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,0401712 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0160685 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,0650652 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 3,1224328 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3636246 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 3,1224328 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0125719 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0401712 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 11,143601 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 11,143601 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 11,143601 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 5,332387 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 5,332387 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 5,332387 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,062353$$

$$M_s = 370,71018$$

$$M_r = 134,21813$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto B - porzione 5

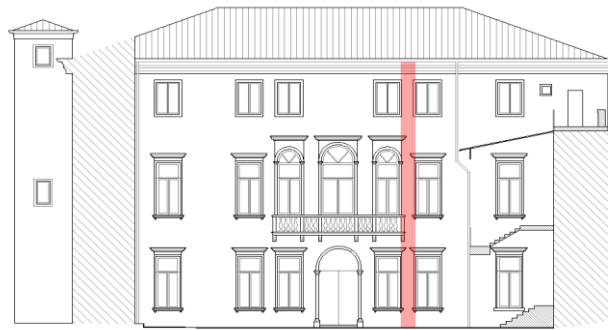


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3556596$ s

con $H = 13,68$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,57	H_3 [m]	3,46
H_{tot} [m]	13,68	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	8,558224	P_1 [KN]	33,1452	P_2 [KN]	39,70296	P_3 [KN]	16,8156
l [m]	0,9	N_1 [KN]	8,3138432	N_2 [KN]	34,2946032	N_c [KN]	33,1260951

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,9	4,65	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
33,1452	0,22	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,9	5,57	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
39,70296	0,22	7,435

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,9	3,46	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
16,8156	0,15	11,95

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		1,04	4,29

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	8,3138432	d ₁	0,29333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	34,2946032	d ₂	0,29333333	f ₂	10,22
Copertura	N _c	33,1260951	d _c	0,2	f _c	13,68

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1378319 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 14,875467$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1415,5157 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0105089$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 13,68 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 11,95 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,87353801$
$\delta_{XN2} = 10,22 \theta$	$\delta_{XN2} = 0,74707602$
$\delta_{XP2} = 7,435 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,54349415$
$\delta_{XN1} = 4,65 \theta$	$\delta_{XN1} = 0,33991228$
$\delta_{XP1} = 2,325 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,16995614$

$$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0730994$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 13,86027 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8220716$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1254051 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,1254051 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,3264515	1,53546992
P_2	7,43545403	1,55974525
P_3	11,9500062	1,56977808
N_1	4,65259935	1,53736762
N_2	10,2211829	1,5555821
N_c	13,6801413	1,56625191

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0105085 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 0,6020916^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 8,558224 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,0899323 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,6256012$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1093971 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,0437589 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0175035 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1053403 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,5612121 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3556596 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 2,5612121 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0120272 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0437589 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 11,455166 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 11,455166 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 11,455166 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 5,2119883 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 5,2119883 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 5,2119883 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0603984$$

$$M_s = 365,94301$$

$$M_r = 85,494854$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto B - porzione 6

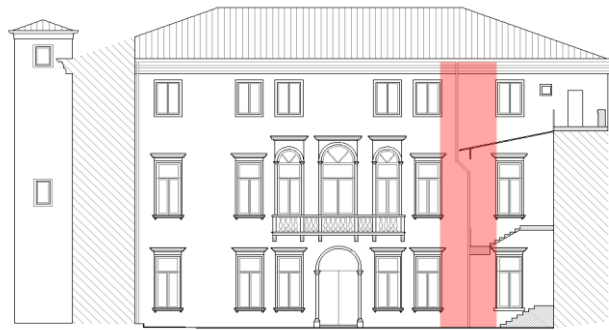


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3556596$ s

con $H = 13,68$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,57	H_3 [m]	3,46
H_{tot} [m]	13,68	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	8,13331681	P_1 [KN]	112,69368	P_2 [KN]	134,990064	P_3 [KN]	57,17304
l [m]	3,06	N_1 [KN]	28,778688	N_2 [KN]	136,219123	N_c [KN]	62,4903514

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,06	4,65	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
112,69368	0,22	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,06	5,57	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
134,990064	0,22	7,435

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,06	3,46	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
57,17304	0,15	11,95

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		3,6	17,04

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	28,778688	d ₁	0,29333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	136,219123	d ₂	0,29333333	f ₂	10,22
Copertura	N _c	62,4903514	d _c	0,2	f _c	13,68

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1304767 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_S = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_S = 54,505195$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 4329,7301\alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0125886$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 13,68 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 11,95 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,87353801$
$\delta_{X_{N2}} = 10,22 \theta$	$\delta_{X_{N2}} = 0,74707602$
$\delta_{X_{P2}} = 7,435 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,54349415$
$\delta_{X_{N1}} = 4,65 \theta$	$\delta_{X_{N1}} = 0,33991228$
$\delta_{X_{P1}} = 2,325 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,16995614$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0730994$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 44,669047 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8231568$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,150025 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}, \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,150025 \quad \text{m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32672289	1,53231069
P_2	7,43553895	1,55875612
P_3	11,9500159	1,56916258
N_1	4,65285098	1,5357877
N_2	10,2212975	1,55486258
N_c	13,6801767	1,56571426

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0125879 \quad \text{rad}$ ($\theta^\circ = 0,7212349^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 8,1333168 \quad \text{m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1023789 \quad \text{m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5945407$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1243735 \quad \text{m}$

$$d_u^* = 0,0497494 \quad \text{m}$$

$$d_s^* = 0,0198998 \quad \text{m}$$

$$a_s^* = 0,126021 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_s = 2,4967919 \quad \text{s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \quad \text{s}$$

$$T_D = 1,9918451 \quad \text{s}$$

$$T_1 = 0,3556596 \quad \text{s}$$

$$T_C = 0,5116663 \quad \text{s}$$

$$T_S = 2,4967919 \quad \text{s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_S \quad S_{De}(T_S) = 0,0969032 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0120272 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0497494 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \quad \text{kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \quad \text{kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 11,455166 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 11,455166 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 11,455166 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 5,2119883 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 5,2119883 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 5,2119883 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0604781$$

$$M_S = 405,57273$$

$$M_r = 261,85389$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto B - porzione 7



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3556596$ s

con $H = 13,68$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,57	H_3 [m]	3,46
H_{tot} [m]	13,68	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	7,69973302	P_1 [KN]	36,828	P_2 [KN]	44,1144	P_3 [KN]	18,684
I [m]	1	N_1 [KN]	64,352344	N_2 [KN]	37,4122944	N_c [KN]	38,8236374

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1	4,65	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
36,828	0,22	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1	5,57	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
44,1144	0,22	7,435

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1	3,46	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
18,684	0,15	11,95

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		8,05	4,68

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	64,352344	d ₁	0,29333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	37,4122944	d ₂	0,29333333	f ₂	10,22
Copertura	N _c	38,8236374	d _c	0,2	f _c	13,68

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,180161 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 14,948298$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1849,5889 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,008082$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 13,68 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 11,95 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,87353801$
$\delta_{XN2} = 10,22 \theta$	$\delta_{XN2} = 0,74707602$
$\delta_{XP2} = 7,435 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,54349415$
$\delta_{XN1} = 4,65 \theta$	$\delta_{XN1} = 0,33991228$
$\delta_{XP1} = 2,325 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,16995614$

$$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0730994$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 19,513959 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7969202$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,099488 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,099488 \quad \text{m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,3253413	1,55366295
P_2	7,43510673	1,56543807
P_3	11,9500381	-1,5682724
N_1	4,651377	1,546463
N_2	10,2206266	1,55972317
N_c	13,6800144	1,56934611

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,011457 \quad \text{rad}$ ($\theta^\circ = 0,6564381^\circ$)

$$\text{Altezza del baricentro } h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 7,699733 \quad \text{m}$$

$$\text{Spostamento } d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,088214 \quad \text{m}$$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,562846$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1106936 \quad \text{m}$

$$d_u^* = 0,0442774 \quad \text{m}$$

$$d_s^* = 0,017711 \quad \text{m}$$

$$a_s^* = 0,0835699 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_s = 2,8925181 \quad \text{s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \quad \text{s}$$

$$T_D = 1,9918451 \quad \text{s}$$

$$T_1 = 0,3556596 \quad \text{s}$$

$$T_C = 0,5116663 \quad \text{s}$$

$$T_s = 2,8925181 \quad \text{s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0120272 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0442774 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \quad \text{kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \quad \text{kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 11,455166 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 11,455166 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 11,455166 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 5,2119883 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 5,2119883 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 5,2119883 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0585505$$

$$M_S = 366,01584$$

$$M_r = 108,29433$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto B - porzione 8

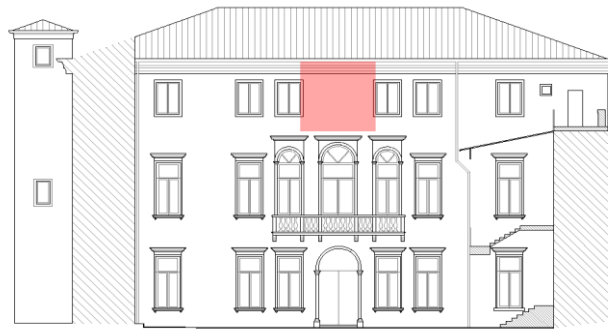


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3636246$ s

con $H = 14,09$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_3 [m]	0,3
Z [m]	10,24	H_3 [m]	3,85
H_{tot} [m]	14,09	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	2,8871167	P_3 [KN]	81,9126
l [m]	3,94	N_c [KN]	81,8473861

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura**

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,94	3,85	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
81,9126	0,15	1,925

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	22,41

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N_c	81,8473861	d_c	0,2	f_c

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2\sum W_i}{3f_c l} = 0,0311726 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 23,551545$$

⇒

⇒

$$\alpha_0 = 0,0498135$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

$$M_r = 472,79419\alpha_0$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,85 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,925 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2597403$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 15,023453 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8999761$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,5429818 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7267566$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 6,3710437 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 2,9765558 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 2,9765558 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,5429818 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,92866403	1,50914603
N_c	3,85369987	1,52697313

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{KO} = 0,0497724 \text{ rad} \quad (\theta^\circ = 2,8517475^\circ)$

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,8871167 \text{ m}$

Spostamento $d_{KO} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{KO} = 0,1436394 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7499004$$

Si calcola: $d_0^* = 1,1111406 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,4444562 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,1777825 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,4561047 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 3,9227631 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3636246 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_S = 3,9227631 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0213382 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,2368036$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,4444562 \geq 0,2368036$$

La porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto B

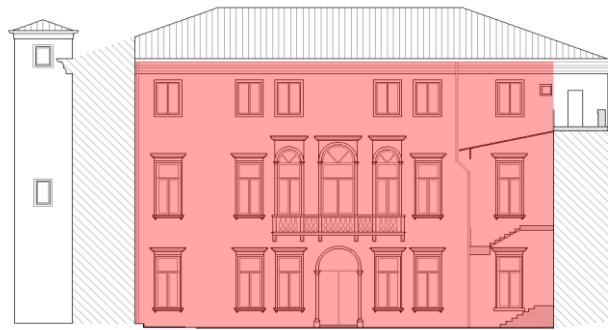


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3614934$ s

con $H = 13,98$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,78	H_2 [m]	5,5	H_3 [m]	3,7
H_{tot} [m]	13,98	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	7,75717033	P_1 [KN]	807,124032	P_2 [KN]	928,6992	P_3 [KN]	425,9736
I [m]	21,32	N_1 [KN]	183,384195	N_2 [KN]	424,325766	N_c [KN]	346,417874

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
21,32	4,78	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
807,124032	0,22	2,39

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
21,32	5,5	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
928,6992	0,22	7,53

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
21,32	3,7	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
425,9736	0,15	12,13

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		22,94	53,08

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	183,384195	d ₁	0,29333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	424,325766	d ₂	0,29333333	f ₂	10,28
Copertura	N _c	346,417874	d _c	0,2	f _c	13,98

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1096127 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 351,77729$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 24170,758 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0145538$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 13,98 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 12,13 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,8676681$
$\delta_{XN2} = 10,28 \theta$	$\delta_{XN2} = 0,73533619$
$\delta_{XP2} = 7,53 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,53862661$
$\delta_{XN1} = 4,78 \theta$	$\delta_{XN1} = 0,34191702$
$\delta_{XP1} = 2,39 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,17095851$

$$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0715308$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 251,62169 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7921914$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1802256 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,1802256 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,39254788	1,52464199
P_2	7,53080908	1,55613771
P_3	12,1300672	1,5674668
N_1	4,78352937	1,53237996
N_2	10,2816416	1,55292658
N_c	13,9802922	1,56433095

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0145528 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 0,8338146^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 7,7571703 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1128846 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5548763$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1424967 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,0569987 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0227995 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1513895 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,4383407 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3614934 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 2,4383407 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,012425 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0569987 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,222222 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min (T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 3$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 46 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 33,825465 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min (T_1, T_2, T_3, T) = 15,333333 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 3$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 46 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 21,389105 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min (T_1, T_2, T_3, T) = 15,333333 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 3$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 46 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0582031$$

$$M_S = 1687,6173$$

$$M_r = 1406,812$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto D - porzione 1

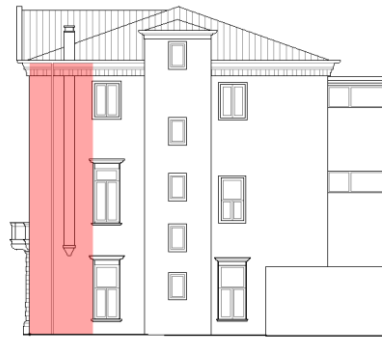


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3523396$ s

con $H = 13,51$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,47	B_2 [m]	0,45	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,46	H_3 [m]	3,4
H_{tot} [m]	13,51	d_1 [m]	0,31333333	d_2 [m]	0,3	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	6,56629404	P_1 [KN]	129,8187	P_2 [KN]	145,9458	P_3 [KN]	60,588
I [m]	3,3	N_1 [KN]	98,9667104	N_2 [KN]	23,8223584	N_c [KN]	31,5921414

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,3	4,65	0,47

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
129,8187	0,235	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,3	5,46	0,45

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
145,9458	0,225	7,38

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,3	3,4	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
60,588	0,15	11,81

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		12,38	2,98

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	98,9667104	d ₁	0,31333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	23,8223584	d ₂	0,3	f ₂	10,11
Copertura	N _c	31,5921414	d _c	0,2	f _c	13,51

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1115304 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 62,176383$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 3222,3018 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0192956$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 13,51 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 11,81 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,87416728$
$\delta_{X_{N2}} = 10,11 \theta$	$\delta_{X_{N2}} = 0,74833457$
$\delta_{X_{P2}} = 7,38 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,54626203$
$\delta_{X_{N1}} = 4,65 \theta$	in elevazione 0,34418949
$\delta_{X_{P1}} = 2,325 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,17209474$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0740192$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 38,569514 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7710229$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,2455053 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,2455053 \quad \text{m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32827613	1,51774096
P_2	7,38087226	1,55542225
P_3	11,8100627	1,56753896
N_1	4,65437691	1,52742506
N_2	10,1117566	1,55215659
N_c	13,5102897	1,56424797

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0192932 \quad \text{rad}$ ($\theta^\circ = 1,1054217^\circ$)

$$\text{Altezza del baricentro } h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 6,566294 \quad \text{m}$$

$$\text{Spostamento } d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1266773 \quad \text{m}$$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,4860321$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1642977 \quad \text{m}$

$$d_u^* = 0,0657191 \quad \text{m}$$

$$d_s^* = 0,0262876 \quad \text{m}$$

$$a_s^* = 0,2062245 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_s = 2,2432902 \quad \text{s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \quad \text{s}$$

$$T_D = 1,9918451 \quad \text{s}$$

$$T_1 = 0,3523396 \quad \text{s}$$

$$T_C = 0,5116663 \quad \text{s}$$

$$T_s = 2,2432902 \quad \text{s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0118037 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0657191 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \quad \text{kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \quad \text{kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 11,474463 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 11,474463 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 11,474463 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 5,2775722 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 5,2775722 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 5,2775722 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0566478$$

$$M_S = 409,87725$$

$$M_r = 182,53626$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto D - porzione 2



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3523396$ s

con $H = 13,51$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,47	B_2 [m]	0,45	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,46	H_3 [m]	3,4
H_{tot} [m]	13,51	d_1 [m]	0,31333333	d_2 [m]	0,3	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	6,54559019	P_1 [KN]	50,74731	P_2 [KN]	57,05154	P_3 [KN]	23,6844
I [m]	1,29	N_1 [KN]	96,4086048	N_2 [KN]	22,0636608	N_c [KN]	20,9640337

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,29	4,65	0,47

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
50,74731	0,235	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,29	5,46	0,45

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
57,05154	0,225	7,38

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,29	3,4	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
23,6844	0,15	11,81

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		12,06	2,76

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	96,4086048	d ₁	0,31333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	22,0636608	d ₂	0,3	f ₂	10,11
Copertura	N _c	20,9640337	d _c	0,2	f _c	13,51

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1575114 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 26,661901$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1773,3283 \cdot \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0150349$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 13,51 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 11,81 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,87416728$
$\delta_{X_{N2}} = 10,11 \theta$	$\delta_{X_{N2}} = 0,74833457$
$\delta_{X_{P2}} = 7,38 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,54626203$
$\delta_{X_{N1}} = 4,65 \theta$	in elevazione 0,34418949
$\delta_{X_{P1}} = 2,325 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,17209474$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0740192$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 21,584885 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7815889$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,188709 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,188709 \quad \text{m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32629093	1,53748021
P_2	7,38030858	1,56165178
P_3	11,8100024	-1,57016031
N_1	4,65261007	1,53729876
N_2	10,1110041	1,55670343
N_c	13,5100668	1,56765136

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0222532 \quad \text{rad}$ ($\theta^\circ = 1,2750155^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 6,5455902 \quad \text{m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1456484 \quad \text{m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,4844996$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1863491 \quad \text{m}$

$$d_u^* = 0,0745397 \quad \text{m}$$

$$d_s^* = 0,0298159 \quad \text{m}$$

$$a_s^* = 0,1585155 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_s = 2,7250071 \quad \text{s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \quad \text{s}$$

$$T_D = 1,9918451 \quad \text{s}$$

$$T_1 = 0,3523396 \quad \text{s}$$

$$T_C = 0,5116663 \quad \text{s}$$

$$T_s = 2,7250071 \quad \text{s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0118037 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0745397 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \quad \text{kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \quad \text{kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min (T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 11,474463 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min (T_1, T_2, T_3, T) = 11,474463 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 11,474463 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 5,2775722 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min (T_1, T_2, T_3, T) = 5,2775722 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 5,2775722 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0574241$$

$$M_S = 374,36277$$

$$M_r = 101,83175$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto D - porzione 3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3523396$ s

con $H = 13,51$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,45	B_2 [m]	0,45	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,46	H_3 [m]	3,4
H_{tot} [m]	13,51	d_1 [m]	0,3	d_2 [m]	0,3	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	8,06601718	P_1 [KN]	18,8325	P_2 [KN]	22,113	P_3 [KN]	9,18
I [m]	0,5	N_1 [KN]	15,588456	N_2 [KN]	36,772768	N_c [KN]	12,3081522

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,5	4,65	0,45

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
18,8325	0,225	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,5	5,46	0,45

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
22,113	0,225	7,38

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,5	3,4	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
9,18	0,15	11,81

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		1,95	4,6

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	15,588456	d ₁	0,3	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	36,772768	d ₂	0,3	f ₂	10,11
Copertura	N _c	12,3081522	d _c	0,2	f _c	13,51

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1721923 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 8,9929397$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 925,93744 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0097123$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{NC}} = 13,51 \theta$	$\delta_{X_{NC}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 11,81 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,87416728$
$\delta_{X_{N2}} = 10,11 \theta$	$\delta_{X_{N2}} = 0,74833457$
$\delta_{X_{P2}} = 7,38 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,54626203$
$\delta_{X_{N1}} = 4,65 \theta$	in elevazione 0,34418949
$\delta_{X_{P1}} = 2,325 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,17209474$

$$\delta_{X_{NC}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0740192$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 9,7882378 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8364712$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1139038 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,1139038 \quad \text{m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32559963	1,54808725
P_2	7,38018893	1,56364094
P_3	11,8100209	-1,56891722
N_1	4,6517561	1,54331772
N_2	10,1108078	1,55815529
N_c	13,5100286	1,56873803

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0132559 \quad \text{rad}$ ($\theta^\circ = 0,7595074 \quad ^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 8,0660172 \quad \text{m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1069192 \quad \text{m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5970405$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1278218 \quad \text{m}$

$$d_u^* = 0,0511287 \quad \text{m}$$

$$d_s^* = 0,0204515 \quad \text{m}$$

$$a_s^* = 0,0956792 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_s = 2,9049162 \quad \text{s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \quad \text{s}$$

$$T_D = 1,9918451 \quad \text{s}$$

$$T_1 = 0,3523396 \quad \text{s}$$

$$T_C = 0,5116663 \quad \text{s}$$

$$T_s = 2,9049162 \quad \text{s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0118037 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0511287 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \quad \text{kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \quad \text{kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 11,474463 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 11,474463 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 11,474463 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 5,2775722 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 5,2775722 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 5,2775722 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0614563$$

$$M_S = 356,69381$$

$$M_r = 56,904722$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto D - porzione 4

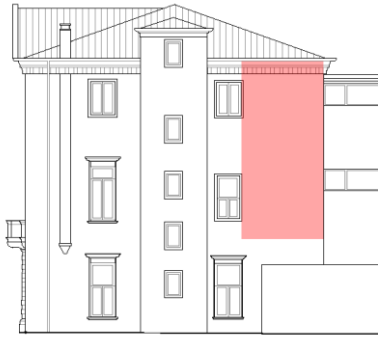


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,2567706 \text{ s}$

con $H = 8,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	2	B_2 [m]	0,45	B_3 [m]	0,3
Z [m]	3,6	H_2 [m]	5,46	H_3 [m]	3,4
H_{tot} [m]	8,86	d_2 [m]	0,3	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	5,46872505	P_2 [KN]	68,5503	P_3 [KN]	28,458
I [m]	1,55	N_2 [KN]	68,5092656	N_c [KN]	41,3437042

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Primo*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,55	5,46	0,45

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
68,5503	0,225	2,73

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,55	3,4	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
28,458	0,15	7,16

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai*Secondo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico secondo orizzontamento*

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Secondo orizzontamento	Copertura
	8,57	11,32

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	2° orizzontamento	N_2	68,5092656	d_2	0,3	f_2
Copertura	N_c	41,3437042	d_c	0,2	f_c	8,86

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2\sum W_i}{3f_c l} = 0,1000942 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 27,808432$$

$$M_r = \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1131,2674 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0245817$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 8,86 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 7,16 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,80812641$
$\delta_{X_{N2}} = 5,46 \theta$	$\delta_{X_{N2}} = 0,61625282$
$\delta_{X_{P2}} = 2,73 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,30812641$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1128668$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 17,97486 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8524234$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,2828948 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,4063205$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 2 \Rightarrow \gamma = 1,2$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0,915115 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,915115 \text{ m/s}^2$$

Si ha a₀* = 0,2828948 m/s² Per cui la porzione di edificio risulta: NON VERIFICATA

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

$$\text{Momento stabilizzante: } M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$$

Carico	R _i [m]	β _i [rad]
P ₂	2,73285592	1,52507516
P ₃	7,16017392	1,56382635
N ₂	5,46365833	1,53419988
N _c	8,86056325	1,55952075

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{K0} = 0,0245767 \text{ rad} \quad (\theta^\circ = 1,4081419^\circ)$

$$\text{Altezza del baricentro } h_{\text{bar}} = \frac{P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_2 + P_3 + N_2 + N_c} = 5,4687251 \text{ m}$$

$$\text{Spostamento } d_{k0} = h_{\text{bar}} \cdot \sin \theta_{k0} = 0,1343898 \text{ m}$$

$$\delta_{x\text{bar}} = h_{\text{bar}} \cdot \theta = 0,6172376$$

$$\text{Si calcola: } d_0^* = 0,1576561 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0630624 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,025225 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,2376316 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,0471194 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,2567706 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 2,0471194 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0062688 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0278182$$

$$d_u^* \geq \max(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}}) \Rightarrow 0,0630624 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: NON VERIFICATA

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$\text{Il valore minimo è: } T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$$

Secondo piano:

$$\text{Numero di tiranti: } n''' = 1$$

$$T''' = T_{\text{min}} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_2 + H_3) : T''' = H_2 : T \Rightarrow T = 9,4492099 \text{ kN}$$

$$T''_{\text{min}} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 9,4492099 \text{ kN}$$

$$\text{Numero di tiranti: } n'' = 1$$

$$T'' = T''_{\text{min}} \cdot n'' = 9,4492099 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0795174$$

$$M_s = 215,25445$$

$$M_r = 60,827779$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto D - Torre

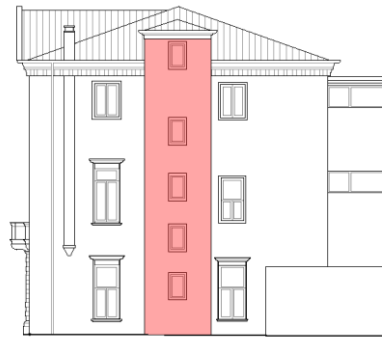


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3888857 \text{ s}$

con $H = 15,41$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	4
Z [m]	0
H_{tot} [m]	15,41
h_{bar} [m]	8,03447071
l [m]	3,4

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Torre - Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,4	4,86	0,31

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
92,20392	0,155	2,43

Torre - Primo Piano

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,4	5,41	0,31

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
102,63852	0,155	7,565

Torre - Secondo Piano

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,4	2,94	0,31

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
55,77768	0,155	11,74

Torre - Sottotetto

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,4	2,2	0,29

Peso proprio P_4 [KN]	Braccio stabilizzante b_4 [m]	Braccio instabilizzante h_4 [m]
39,0456	0,145	14,31

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Tavole in laterizio	6	0,026

Peso dei solai

Primo orizzontamento - sottotetto

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 0,156 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,89255 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,638491 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso proprio della scala a chiocciola

Peso proprio P_s [KN]	Braccio stabiliz. b_5 [m]	Braccio instabiliz. h_5 [m]	Peso proprio $P_{s'}$ [KN]	Braccio stabiliz. b_6 [m]	Braccio instabiliz. h_6 [m]
21,98	0,20666667	4,86	21,98	0,20666667	10,27

Materiale della scala a chiocciola

Materiale	Peso per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]	Area d'influenza [m ²]
Pietra	25	0,14	3,14

Peso della scala a chiocciola

Scala a chiocciola

Carichi permanenti

$$G_{1,s} = 3,5 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,s} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico - sottotetto torre

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,0 \cdot Q_{1,1} = 0,79008 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,0 - \text{cat. H (sottotetto accessibile)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,531041 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Orizzontamento sottotetto	Copertura
	3,375	4,61

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Orizzont. sottotetto	N ₃	2,66652	d ₃	0,20666667	f ₃	13,21
Copertura	N _c	16,278099	d _c	0,19333333	f _c	15,41

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,0777729 \quad \text{m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = 29,87057 \quad \Rightarrow \quad \alpha_0 = 0,0105449$$

$$M_r = 2832,7161 \cdot \alpha_0$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 15,41 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP4} = 14,31 \theta$	$\delta_{XP4} = 0,92861778$
$\delta_{XN3} = 13,21 \theta$	$\delta_{XN3} = 0,85723556$
$\delta_{XP3} = 11,74 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,76184296$
$\delta_{XP2} = 7,565 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,49091499$
$\delta_{XP1} = 2,43 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,15768981$
$\delta_{XPS'} = 4,86 \theta$	$\delta_{XPS'} = 0,31537962$
$\delta_{XPS''} = 10,27 \theta$	$\delta_{XPS''} = 0,66645036$

$$\delta_{XNc} = 1 \quad \Rightarrow \quad \theta = 0,0648929$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 27,94567 \quad \text{KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7775669$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1330368 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 4 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,3333333$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,1330368 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,43122686	1,53902631
P_2	7,56539418	1,5605882
P_3	11,740254	1,5642183
P_4	14,3101579	1,56609845
P_5	4,86170892	1,54428118
P_5''	10,2708088	1,55824647
N_3	13,2106288	1,56103935
N_C	15,4104333	1,56329741

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{Ko} = 0,0115445 \text{ rad} \quad (\theta^\circ = 0,6614494^\circ)$

Altezza del baricentro $h_{bar} = 8,0344707 \text{ m}$

Spostamento $d_{Ko} = 0,0927516 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = 0,5213803$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1192844 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,0477138 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0190855 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1117509 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,5966073 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3888857 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 2,5966073 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0143794 \text{ m/s}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0477138 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: NON VERIFICATA

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)] \cdot t = 15,893571 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$t = 0,3071447 \quad [\text{m}]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,893571 \text{ kN}$

Torre - Sottotetto:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,893571 \text{ kN}$$

Torre - Secondo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3 + H_4) : T''' = (H_1 + H_2 + H_3) : T \Rightarrow T = 13,624534 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 13,624534 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 13,624534 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0571286$$

$$M_s = 454,77059$$

$$M_r = 161,82904$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto T - porzione 1

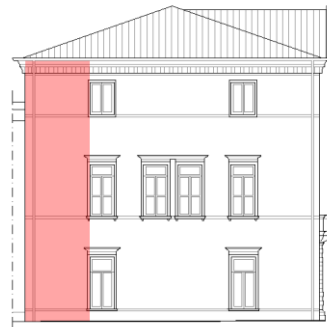


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3556596$ s

con $H = 13,68$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,43	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,57	H_3 [m]	3,46
H_{tot} [m]	13,68	d_1 [m]	0,28666667	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	7,31857017	P_1 [KN]	120,92976	P_2 [KN]	144,855648	P_3 [KN]	62,77824
I [m]	3,36	N_1 [KN]	23,3107373	N_2 [KN]	54,5196256	N_c [KN]	31,4825733

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,36	4,65	0,43

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
120,92976	0,215	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,36	5,57	0,43

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
144,855648	0,215	7,435

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,36	3,46	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
62,77824	0,15	11,95

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		2,916	6,82

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	23,3107373	d ₁	0,28666667	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	54,5196256	d ₂	0,28666667	f ₂	10,22
Copertura	N _c	31,4825733	d _c	0,2	f _c	13,68

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0977403 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_S = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_S = 52,370291$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 3204,6305 \cdot \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0163421$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 13,68 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 11,95 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,87353801$
$\delta_{X_{N2}} = 10,22 \theta$	$\delta_{X_{N2}} = 0,74707602$
$\delta_{X_{P2}} = 7,435 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,54349415$
$\delta_{X_{N1}} = 4,65 \theta$	$\delta_{X_{N1}} = 0,33991228$
$\delta_{X_{P1}} = 2,325 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,16995614$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0730994$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 35,228285 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7892394$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,2031268 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,2031268 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32795508	1,52040475
P_2	7,43592461	1,55502632
P_3	11,9501143	1,56642316
N_1	4,65383639	1,53018934
N_2	10,2217461	1,55231249
N_c	13,6803822	1,56332134

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0163406 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 0,9362482^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 7,3185702 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1195846 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5349832$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1515188 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,0606075 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,024243 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1706265 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,3683716 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3556596 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 2,3683716 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0120272 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0606075 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,33 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,22 \quad \text{kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \quad \text{kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \quad \text{kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 11,455166 \quad \text{kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 11,455166 \quad \text{kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 11,455166 \quad \text{kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 5,2119883 \quad \text{kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 5,2119883 \quad \text{kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 5,2119883 \quad \text{kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0579862$$

$$M_S = 403,43783$$

$$M_r = 185,82425$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto T - porzione 2

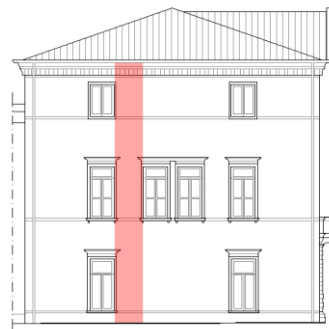


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3556596$ s

con $H = 13,68$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,43	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,57	H_3 [m]	3,46
H_{tot} [m]	13,68	d_1 [m]	0,28666667	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	7,65873534	P_1 [KN]	54,454383	P_2 [KN]	65,2281534	P_3 [KN]	28,268892
I [m]	1,513	N_1 [KN]	18,2265024	N_2 [KN]	45,062629	N_c [KN]	20,4527158

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,513	4,65	0,43

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
54,454383	0,215	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,513	5,57	0,43

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
65,2281534	0,215	7,435

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,513	3,46	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
28,268892	0,15	11,95

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		2,28	5,637

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	18,2265024	d ₁	0,28666667	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	45,062629	d ₂	0,28666667	f ₂	10,22
Copertura	N _c	20,4527158	d _c	0,2	f _c	13,68

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1148513 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 25,595242$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1774,4775 \cdot \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0144241$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 13,68 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 11,95 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,87353801$
$\delta_{XN2} = 10,22 \theta$	$\delta_{XN2} = 0,74707602$
$\delta_{XP2} = 7,435 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,54349415$
$\delta_{XN1} = 4,65 \theta$	$\delta_{XN1} = 0,33991228$
$\delta_{XP1} = 2,325 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,16995614$

$$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0730994$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 19,031621 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8058076$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1756008 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,1756008 \quad \text{m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32715594	1,52774821
P_2	7,43567447	1,55732724
P_3	11,9500517	1,56785502
N_1	4,65317317	1,53386358
N_2	10,2214442	1,55398623
N_c	13,680265	1,56457208

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0144231 \quad \text{rad}$ ($\theta^\circ = 0,8263828^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 7,6587353 \quad \text{m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1104589 \quad \text{m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5598491$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1370785 \quad \text{m}$

$$d_u^* = 0,0548314 \quad \text{m}$$

$$d_s^* = 0,0219326 \quad \text{m}$$

$$a_s^* = 0,1475046 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_s = 2,4228228 \quad \text{s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \quad \text{s}$$

$$T_D = 1,9918451 \quad \text{s}$$

$$T_1 = 0,3556596 \quad \text{s}$$

$$T_C = 0,5116663 \quad \text{s}$$

$$T_s = 2,4228228 \quad \text{s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0120272 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0548314 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \quad \text{kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \quad \text{kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 11,455166 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 11,455166 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 11,455166 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 5,2119883 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 5,2119883 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 5,2119883 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0592034$$

$$M_S = 376,66278$$

$$M_r = 105,05518$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto T - porzione 3

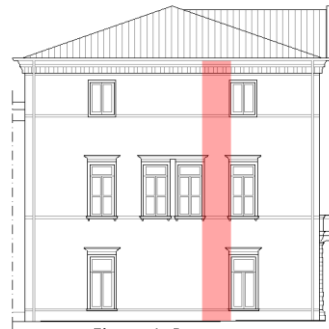


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3556596$ s

con $H = 13,68$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,43	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,57	H_3 [m]	3,46
H_{tot} [m]	13,68	d_1 [m]	0,28666667	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	6,79997055	P_1 [KN]	53,9865	P_2 [KN]	64,6677	P_3 [KN]	28,026
I [m]	1,5	N_1 [KN]	84,4174848	N_2 [KN]	18,0666208	N_c [KN]	25,5658948

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,5	4,65	0,43

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
53,9865	0,215	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,5	5,57	0,43

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
64,6677	0,215	7,435

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,5	3,46	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
28,026	0,15	11,95

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		10,56	2,26

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	84,4174848	d ₁	0,28666667	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	18,0666208	d ₂	0,28666667	f ₂	10,22
Copertura	N _c	25,5658948	d _c	0,2	f _c	13,68

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1373651 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_S = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_S = 26,468167$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 1868,1573 \cdot \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0141681$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 13,68 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 11,95 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,87353801$
$\delta_{X_{N2}} = 10,22 \theta$	$\delta_{X_{N2}} = 0,74707602$
$\delta_{X_{P2}} = 7,435 \theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,54349415$
$\delta_{X_{N1}} = 4,65 \theta$	$\delta_{X_{N1}} = 0,33991228$
$\delta_{X_{P1}} = 2,325 \theta$	$\delta_{X_{P1}} = 0,16995614$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0730994$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 21,738313 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7762265$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,1790569 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,1790569 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,32629581	1,53741737
P_2	7,43540531	1,56035489
P_3	11,9500067	1,56973901
N_1	4,65239626	1,53869949
N_2	10,2210905	1,5561886
N_c	13,6801434	1,56621778

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0141671 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 0,8117158^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 6,7999705 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,0963327 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,4970739$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1241039 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,0496416 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0198566 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1504078 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,2829554 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3556596 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 2,2829554 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0120272 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0496416 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 11,455166 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 11,455166 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 11,455166 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 5,2119883 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 5,2119883 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 5,2119883 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0570301$$

$$M_S = 377,53571$$

$$M_r = 106,54118$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto T - porzione 4

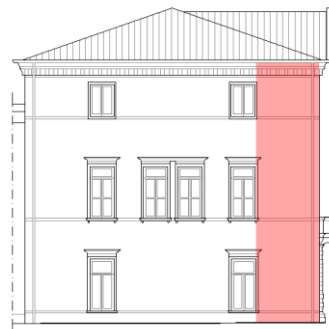


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3556596$ s

con $H = 13,68$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,43	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,57	H_3 [m]	3,46
H_{tot} [m]	13,68	d_1 [m]	0,28666667	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	6,73591227	P_1 [KN]	118,7703	P_2 [KN]	142,26894	P_3 [KN]	61,6572
I [m]	3,3	N_1 [KN]	96,4885456	N_2 [KN]	23,182832	N_c [KN]	32,1765047

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,3	4,65	0,43

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
118,7703	0,215	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,3	5,57	0,43

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
142,26894	0,215	7,435

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,3	3,46	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
61,6572	0,15	11,95

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		12,07	2,9

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	96,4885456	d ₁	0,28666667	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	23,182832	d ₂	0,28666667	f ₂	10,22
Copertura	N _c	32,1765047	d _c	0,2	f _c	13,68

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,107851 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 54,933041$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 3196,4889 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,0171854$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 13,68 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 11,95 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,87353801$
$\delta_{XN2} = 10,22 \theta$	$\delta_{XN2} = 0,74707602$
$\delta_{XP2} = 7,435 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,54349415$
$\delta_{XN1} = 4,65 \theta$	$\delta_{XN1} = 0,33991228$
$\delta_{XP1} = 2,325 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,16995614$

$$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0730994$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 37,410864 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7733747$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,2179915 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,2179915 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,3274677	1,52474331
P_2	7,43577205	1,55638589
P_3	11,9500743	1,56726923
N_1	4,65343691	1,53236028
N_2	10,2215642	1,55330147
N_c	13,6803104	1,56406039

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0171837 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 0,9845558^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 6,7359123 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1157425 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,4923912$$

Si calcola: $d_0^* = 0,149659 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,0598636 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0239454 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1831128 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,2721231 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3556596 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 2,2721231 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0120272 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0598636 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 11,455166 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 11,455166 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 1$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 11,455166 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 5,2119883 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 5,2119883 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 1$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 5,2119883 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0568206$$

$$M_S = 406,00058$$

$$M_r = 181,62633$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto T - porzione 5

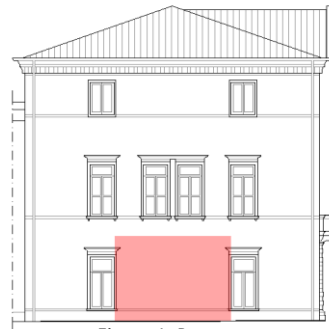


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1434055$ s

con $H = 4,075$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	1	l [m]	6,019	d ₁ [m]	0,28666667
Z [m]	0	B ₁ [m]	0,43	P ₁ [KN]	189,84227
H _{tot} [m]	4,075	H ₁ [m]	4,075	N ₁ [KN]	118,552206

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
6,019	4,075	0,43

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
189,84227	0,215	2,0375

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento
	14,83

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
1° orizzontamento	N_1	118,552206	d_1	0,28666667	f_1	4,075

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0384276 \quad \text{m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t)$$

$$M_s = 62,950187$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1$$

$$M_r = 869,90387 \cdot \alpha_0$$

$$\Rightarrow \alpha_0 = 0,0723645$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XN1} = 4,075 \theta$	$\delta_{XN1} = 1$
$\delta_{XP1} = 2,0375 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,5$

$$\delta_{XN1} = 1 \quad \Rightarrow \quad \theta = 0,2453988$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 27,981873 \quad \text{KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8901008$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7975457 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 1 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3856026 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7975457 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto T - porzione 6

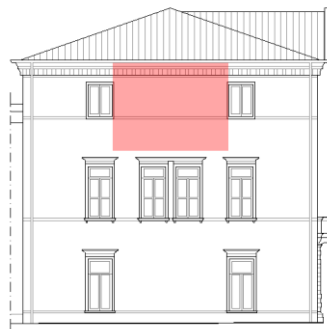


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1268461$ s
 con $H = 13,68$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	6,019	d _c [m]	0,2
Z [m]	10,22	B ₃ [m]	0,3	P ₃ [KN]	112,458996
H _{tot} [m]	13,68	H ₃ [m]	3,46	N _c [KN]	89,1519274

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
6,019	3,46	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
112,458996	0,15	1,73

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	24,41

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N_c	89,1519274	d_c	0,2	F_c

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2\sum W_i}{3f_c l} = 0,0251218 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

\Rightarrow

$$M_s = 29,634403$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,058913$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

$$M_r = 503,01973 \cdot \alpha_0$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,46 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,73 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2890173$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 18,372752 \text{ KN}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8939828$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,6464739 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,747076$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1611123 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5181658 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5181658 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,6464739 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,73450124	1,49873739
N_c	3,4644166	1,52029647

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,058845 \text{ rad} \quad (\theta^\circ = 3,3715694^\circ)$

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,4950024 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1467337 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,721099$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1641348 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,0656539 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0262616 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,5430381 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,3817358 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,1268461 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_S = 1,3817358 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0672214 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0012884 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0672214$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0148261$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0656539 \geq 0,0672214$$

La porzione di edificio risulta: NON VERIFICATA

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Φ 18	[mm]
A = 254,469	[mm ²]
f_y = 240	[MPa]
f_v = 22,22	[kN/m ²]
a = 0,5	[m]
b = 0,05	[m]
t = 0,3	[m]
σ_r = 888,89	[kN/m ²]

Il valore minimo è: $T = \min (T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,1383501$$

$$M_s = 82,687736$$

$$M_r = 2,466835$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto T

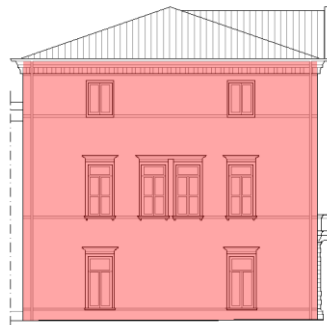


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3556596$ s

con $H = 13,68$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,43	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,57	H_3 [m]	3,46
H_{tot} [m]	13,68	d_1 [m]	0,28666667	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,2
h_{bar} [m]	7,03837365	P_1 [KN]	546,34338	P_2 [KN]	654,437124	P_3 [KN]	283,62312
I [m]	15,18	N_1 [KN]	238,383466	N_2 [KN]	150,208763	N_c [KN]	152,664915

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
15,18	4,65	0,43

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
546,34338	0,215	2,325

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
15,18	5,57	0,43

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
654,437124	0,215	7,435

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
15,18	3,46	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
283,62312	0,15	11,95

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,215
Pavimento in legno	6	0,01

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 0,63408 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 4,36 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,99408 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,99408 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		29,82	18,79

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	238,383466	d ₁	0,28666667	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	150,208763	d ₂	0,28666667	f ₂	10,22
Copertura	N _c	152,664915	d _c	0,2	f _c	13,68

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1000821 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1 \cdot (b_1 - t) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot (b_2 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t) \Rightarrow M_s = 239,90841$$

$$M_r = \alpha P_1 \cdot h_1 + \alpha N_1 \cdot f_1 + \alpha P_2 \cdot h_2 + \alpha N_2 \cdot f_2 + \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c \Rightarrow M_r = 14257,357 \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,016827$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 13,68 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 11,95 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,87353801$
$\delta_{XN2} = 10,22 \theta$	$\delta_{XN2} = 0,74707602$
$\delta_{XP2} = 7,435 \theta$	$\delta_{XP2} = 0,54349415$
$\delta_{XN1} = 4,65 \theta$	$\delta_{XN1} = 0,33991228$
$\delta_{XP1} = 2,325 \theta$	$\delta_{XP1} = 0,16995614$

$$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,0730994$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 160,57031 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,7776202$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,2122794 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \Rightarrow \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinché il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,2122794 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_1	2,3278383	1,52140944
P_2	7,43588805	1,55534121
P_3	11,9501043	1,56661912
N_1	4,65374192	1,53069212
N_2	10,2217031	1,55254154
N_c	13,6803649	1,56349251

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0168254 \text{ rad}$ ($\theta^\circ = 0,9640245^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot f_1 + P_2 \cdot h_2 + N_2 \cdot f_2 + P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_c} = 7,0383736 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1184179 \text{ m}$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,514501$$

Si calcola: $d_0^* = 0,1522824 \text{ m}$

$$d_u^* = 0,060913 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0243652 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,1783147 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 2,3225824 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s}$$

$$T_D = 1,9918451 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,3556596 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s}$$

$$T_s = 2,3225824 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_D \leq T_s \quad S_{De}(T_s) = 0,0969032 \text{ m/s}^2$$

$$T_B \leq T_1 < T_C \quad S_{De}(T_1) = 0,0120272 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0969032$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,060913 \geq 0,0969032$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$\Phi 18 \quad [\text{mm}]$$

$$A = 254,469 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_y = 240 \quad [\text{MPa}]$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$f_v = 22,22 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$a = 0,5 \quad [\text{m}]$$

$$b = 0,05 \quad [\text{m}]$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

$$t = 0,3 \quad [\text{m}]$$
$$\sigma_r = 888,89 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 2$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 30,666667 \text{ kN}$$

Primo piano:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2 + H_3) : T''' = (H_1 + H_2) : T \Rightarrow T = 22,910331 \text{ kN}$$

$$T''_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 15,333333 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n'' = 2$

$$T'' = T''_{\min} \cdot n'' = 30,666667 \text{ kN}$$

Piano terra:

$$T \Rightarrow (H_1 + H_2) : T'' = H_1 : T \Rightarrow T = 13,953033 \text{ kN}$$

$$T'_{\min} = \min(T_1, T_2, T_3, T) = 13,953033 \text{ kN}$$

Numero di tiranti: $n' = 2$

$$T' = T'_{\min} \cdot n' = 27,906067 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,0571325$$

$$M_S = 1102,605$$

$$M_r = 814,55837$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 13,26$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,32	d_c [m]	0,28666667
Z [m]	9,76	B_3 [m]	0,43	P_3 [KN]	35,7588
H_{tot} [m]	13,26	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	8,5463134

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura**

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,32	3,5	0,43

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
35,7588	0,215	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	2,34

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	8,5463134	d_c	0,28666667	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0251734 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 9,0227766$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

$$M_r = 92,489997 \cdot \alpha_0$$

$$\Rightarrow \alpha_0 = 0,0975541$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 4,0709299 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9013818$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 1,0617094 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7360483$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5028007 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5028007 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 1,0617094 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,76026536	1,46274642
N_c	3,5097548	1,4962225

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0972464 \text{ rad}$ ($\theta = 5,5718065^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,0875694 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,2026887 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,5964484$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,2248644 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0899458 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0359783 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,8918359 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,2619954 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,2619954 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0613961 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0613961$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0136625$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0899458 \geq 0,0613961$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 2



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 13,26$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,93	d_c [m]	0,28666667
Z [m]	9,76	B_3 [m]	0,43	P_3 [KN]	52,2837
H_{tot} [m]	13,26	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	42,1472037

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,93	3,5	0,43

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
52,2837	0,215	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	11,54

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	42,1472037	d_c	0,28666667	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0366959 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 19,857962$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 239,01169 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0830836$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 8,608976 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8943476$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,9113353 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7360483$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5028007 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5028007 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,9113353 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,75906007	1,46925869
N_c	3,50891513	1,49949719

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0828933 \text{ rad}$ ($\theta = 4,749434^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,5310749 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,2095689 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7231643$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,234326 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0937304 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0374922 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,7655217 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,390501 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,390501 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0676478 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0676478$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0149005$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0937304 \geq 0,0676478$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 13,26$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	2,39	d_c [m]	0,26
Z [m]	9,76	B_3 [m]	0,39	P_3 [KN]	58,7223
H_{tot} [m]	13,26	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	90,7224038

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,39	3,5	0,39

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
58,7223	0,195	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	24,84

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	90,7224038	d_c	0,26	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0468969 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 28,030184$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

$$M_r = 420,29244 \cdot \alpha_0$$

$$\alpha_0 = 0,0666921$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{XNc} = 3,5 \theta$	$\delta_{XNc} = 1$
$\delta_{XP3} = 1,75 \theta$	$\delta_{XP3} = 0,5$

$$\delta_{XNc} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 13,945856 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9154479$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7146769 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7360483$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5028007 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5028007 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7146769 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,75625583	1,48636715
N_c	3,50648156	1,50998479

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0665935 \text{ rad}$ ($\theta = 3,8155254^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,8123609 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1871465 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,8035317$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,2044316 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0817726 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0327091 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,6003286 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,466626 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,466626 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0713513 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0713513$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0156351$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0817726 \geq 0,0713513$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 4



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 13,26$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,75	d_c [m]	0,25333333
Z [m]	9,76	B_3 [m]	0,38	P_3 [KN]	41,895
H_{tot} [m]	13,26	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	81,2630227

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,75	3,5	0,38

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
41,895	0,19	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	22,25

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	81,2630227	d_c	0,25333333	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,052782 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 22,046154$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 357,73683 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0616267$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 11,608571 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9246663$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,6538124 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7360483$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5028007 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5028007 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,6538124 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,75537141	1,49254615
N_c	3,50574112	1,51355854

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0615489 \text{ rad}$ ($\theta = 3,5264922^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,9046977 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1786681 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,8299136$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1932244 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0772898 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0309159 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,5492024 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4907493 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,4907493 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0725249 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0725249$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,015868$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0772898 \geq 0,0725249$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 5



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 13,26$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,73	d_c [m]	0,26
Z [m]	9,76	B_3 [m]	0,39	P_3 [KN]	42,5061
H_{tot} [m]	13,26	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	55,8432188

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,73	3,5	0,39

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
42,5061	0,195	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	15,29

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	55,8432188	d_c	0,26	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,042637 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 18,614608$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 269,83694 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0689847$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 9,1153575 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,909225$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7443036 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7360483$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5028007 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5028007 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7443036 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,75662019	1,48395074
N_c	3,50674303	1,50877227

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0688755 \text{ rad}$ ($\theta = 3,9462774^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,7436585 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1888216 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7839024$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,2076731 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0830692 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0332277 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,625215 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4484892 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,4484892 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,070469 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,070469$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,01546$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0830692 \geq 0,070469$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 6

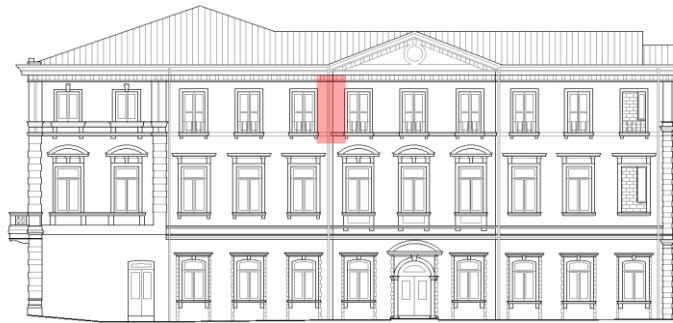


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443 \text{ s}$

con $H = 13,26$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,75	d_c [m]	0,28666667
Z [m]	9,76	B_3 [m]	0,43	P_3 [KN]	47,4075
H_{tot} [m]	13,26	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	56,6101956

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,75	3,5	0,43

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
47,4075	0,215	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	15,5

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	56,6101956	d_c	0,28666667	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,044579 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 21,783862$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 281,09881 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0774954$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 9,6042374 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,905784$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,8393058 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7360483$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5028007 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5028007 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,8393058 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,75827851	1,47371901
N_c	3,50836236	1,50173841

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0773408 \text{ rad}$ ($\theta = 4,4313023^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,7024134 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,2087985 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7721181$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,2305169 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0922068 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0368827 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,7050169 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,437115 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,437115 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0699156 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0699156$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0153502$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0922068 \geq 0,0699156$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 7

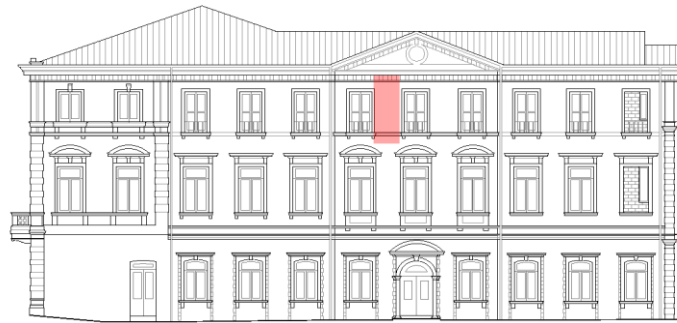


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 13,26$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,75	d_c [m]	0,27333333
Z [m]	9,76	B_3 [m]	0,41	P_3 [KN]	45,2025
H_{tot} [m]	13,26	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	56,8658546

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,75	3,5	0,41

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
45,2025	0,205	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	15,57

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	56,8658546	d_c	0,27333333	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0437436 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 20,345011$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

$$M_r = 278,13487 \cdot \alpha_0$$

$$\alpha_0 = 0,073148$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 9,4435418 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9076383$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7906034 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7360483$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5028007 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5028007 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7906034 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,7574139	1,47890929
N_c	3,50752212	1,5052931

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,073018 \text{ rad}$ ($\theta = 4,183621^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,7249863 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1987962 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7785675$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,2190258 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0876103 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0350441 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,6641069 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4433395 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,4433395 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0702184 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0702184$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0154103$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0876103 \geq 0,0702184$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 8



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 13,26$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,8	d_c [m]	0,25333333
Z [m]	9,76	B_3 [m]	0,38	P_3 [KN]	43,092
H_{tot} [m]	13,26	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	57,8154449

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,8	3,5	0,38

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
43,092	0,19	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	15,83

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	57,8154449	d_c	0,25333333	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0420448 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 18,591429$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 277,76506 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0669322$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 9,3605026 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9100075$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,721538 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7360483$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5028007 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5028007 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,721538 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,75624336	1,48645107
N_c	3,50637175	1,51050134

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0668325 \text{ rad}$ ($\theta = 3,8292218^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,7526716 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1838311 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7864776$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,2020105 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0808042 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0323217 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,6060919 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4509672 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,4509672 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0705895 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0705895$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0154839$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0808042 \geq 0,0705895$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 9



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 13,26$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,72	d_c [m]	0,22666667
Z [m]	9,76	B_3 [m]	0,34	P_3 [KN]	36,8424
H_{tot} [m]	13,26	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	55,8432188

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,72	3,5	0,34

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
36,8424	0,17	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	15,29

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	55,8432188	d_c	0,22666667	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0404152 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 15,175093$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 259,92547 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0583825$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 8,6421096 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9146952$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,6261453 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7360483$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5028007 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5028007 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,6261453 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,75479122	1,49688279
N_c	3,50495215	1,51763178

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0583163 \text{ rad}$ ($\theta = 3,3412767^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,8043775 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1634482 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,8012507$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1786914 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0714766 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0285906 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,525962 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,464922 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,464922 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0712684 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0712684$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0156186$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0714766 \geq 0,0712684$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 10



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443 \text{ s}$

con $H = 13,26$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,7	d_c [m]	0,20666667
Z [m]	9,76	B_3 [m]	0,31	P_3 [KN]	33,201
H_{tot} [m]	13,26	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	55,2588555

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,7	3,5	0,31

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
33,201	0,155	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	15,13

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	55,2588555	d_c	0,20666667	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0390264 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 13,114048$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 251,50774 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0521417$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 8,2817068 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9184228$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,5569443 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7360483$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$
$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$
$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5028007 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5028007 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,5569443 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,75383861	1,50462246
N_c	3,50401245	1,52293569

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0520946 \text{ rad}$ ($\theta = 2,9847979^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,8431851 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1480475 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,8123386$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1611975 \text{ m}$$
$$d_u^* = 0,064479 \text{ m}$$
$$d_s^* = 0,0257916 \text{ m}$$
$$a_s^* = 0,4678332 \text{ m/s}^2$$
$$T_s = 1,4752767 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$
$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,4752767 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0717722 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0717722$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0157186$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,064479 \geq 0,0717722$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 16,12 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Il valore minimo è: $T = \min (T_1, T_2, T_3) = 16,12 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 16,12 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,1406938$$

$$M_s = 69,534048$$

$$M_r = 35,385584$$

La struttura è: VERIFICATA

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,31	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 11



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 13,26$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,77	d_c [m]	0,21333333
Z [m]	9,76	B_3 [m]	0,32	P_3 [KN]	35,6832
H_{tot} [m]	13,26	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	57,5963087

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,77	3,5	0,32

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
35,6832	0,16	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	15,77

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	57,5963087	d_c	0,21333333	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0395252 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 14,309632$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 264,03268 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0541964$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 8,7212133 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9171908$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,5796691 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7360483$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5028007 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5028007 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,5796691 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,754142	1,50206204
N_c	3,50431295	1,52117763

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0541435 \text{ rad}$ ($\theta = 3,1021925^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,8305539 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1531812 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,8087297$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1670112 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0668045 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0267218 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,486922 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4719159 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,4719159 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0716087 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0716087$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0156861$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0668045 \geq 0,0716087$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 16,924444 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,32	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

Il valore minimo è: $T = \min (T_1, T_2, T_3) = 16,924444 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 16,924444 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,1405051$$

$$M_s = 73,545187$$

$$M_r = 37,097934$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 12



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 13,26$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	2	d_c [m]	0,23333333
Z [m]	9,76	B_3 [m]	0,35	P_3 [KN]	44,1
H_{tot} [m]	13,26	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	44,3385661

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2	3,5	0,35

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
44,1	0,175	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	12,14

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	44,3385661	d_c	0,23333333	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0331645 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 15,130148$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 232,35998 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0651151$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 8,1150932 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9001623$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7096268 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7360483$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5028007 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5028007 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7096268 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,7557384	1,48992422
N_c	3,50571927	1,51366745

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0650233 \text{ rad}$ ($\theta = 3,725562^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,6273603 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1707193 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7506744$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,189654 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0758616 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0303446 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,5960865 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4176406 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,4176406 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0689682 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0689682$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0151623$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0758616 \geq 0,0689682$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto C - timpano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,0985128 \text{ s}$

con $H = 2,47$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	9,29	d _c [m]	0,2
Z [m]	13,8	B ₃ [m]	0,3	P ₃ [KN]	61,95501
H _{tot} [m]	16,27	H ₃ [m]	2,47	N _c [KN]	32,5417318

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura**

Piano Secondo

Larghezza timpano [m]	Altezza timpano [m]	Spessore timpano [m]
9,29	2,47	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
61,95501	0,15	0,82

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	8,91

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	32,5417318	d_c	0,2	F_c	1,235

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0076289 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 15,080691$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

 \Rightarrow

$$M_r = 91,198664 \cdot \alpha_0$$

 \Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,1653609$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 1,235 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 0,82333333\theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,66666667$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,8097166$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 9,2525977 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9605409$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 1,6888299 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,8481868$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$
$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 2,7770071 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$
$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5141991 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5141991 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 1,689 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto I - porzione 1

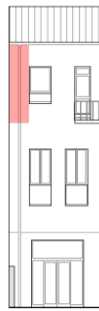


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1203282 \text{ s}$

con $H = 12,855$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	0,87	d_c [m]	0,2
Z [m]	9,63	B_3 [m]	0,3	P_3 [KN]	15,15105
H_{tot} [m]	12,855	H_3 [m]	3,225	N_c [KN]	29,6929607

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,87	3,225	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
15,15105	0,15	1,6125

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	8,13

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	29,6929607	d_c	0,2	F_c	3,225

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0386586 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 6,4776416$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 120,19087 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0538946$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,225 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,6125 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,3100775$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 4,2288244 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9250905$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,5715184 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7491249$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,0727509 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4797762 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4797762 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,5715184 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,61633943	1,50185684
N_c	3,2290333	1,52080967

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0538425 \text{ rad}$ ($\theta = 3,08495^\circ$)

$$\text{Altezza del baricentro } h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,6801989 \text{ m}$$

$$\text{Spostamento } d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,144239 \text{ m}$$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,8310694$$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1559188 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0623675 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,024947 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,4800755 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4323011 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1203282 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,4323011 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0696814 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0011269 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0696814$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,014091$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0623675 \geq 0,0696814$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,3	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,139544$$

$$M_s = 55,927642$$

$$M_r = 16,771917$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto I - porzione 2



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1203282$ s

con $H = 12,855$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	0,7	d_c [m]	0,2
Z [m]	9,63	B_3 [m]	0,3	P_3 [KN]	12,1905
H_{tot} [m]	12,855	H_3 [m]	3,225	N_c [KN]	17,7500355

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,7	3,225	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
12,1905	0,15	1,6125

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	4,86

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	17,7500355	d_c	0,2	F_c	3,225

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0320791 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 4,4181153$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 76,901046 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,057452$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,225 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,6125 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,3100775$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 2,7869011 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9131266$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,617224 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7491249$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,0727509 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4797762 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4797762 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,617224 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,61680598	1,49779706
N_c	3,22936873	1,51877482

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0573889 \text{ rad}$ ($\theta = 3,2881399^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,5684593 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1473201 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7964215$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1613359 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0645343 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0258137 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,5184682 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4019879 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1203282 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,4019879 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0682067 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0011269 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0682067$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0138199$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0645343 \geq 0,0682067$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,3	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

Il valore minimo è: $T = \min (T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,1377394$$

$$M_s = 53,868115$$

$$M_r = 10,5923$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto I - porzione 3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1203282$ s

con $H = 12,855$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,17	d_c [m]	0,2
Z [m]	9,63	B_3 [m]	0,3	P_3 [KN]	20,37555
H_{tot} [m]	12,855	H_3 [m]	3,225	N_c [KN]	37,1801156

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,17	3,225	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
20,37555	0,15	1,6125

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	10,18

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	37,1801156	d_c	0,2	F_c	3,225

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0368947 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 8,3688591$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 152,76145 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0547838$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,225 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,6125 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,3100775$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 5,4103543 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9221608$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,5827937 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7491249$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,0727509 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4797762 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4797762 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,5827937 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,6164619	1,50076818
N_c	3,22912192	1,52026408

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0547291 \text{ rad}$ ($\theta = 3,1357484^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,6541513 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1451869 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,8229927$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1574421 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0629768 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0251907 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,4895467 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4252898 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1203282 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,4252898 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0693403 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0011269 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0693403$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0140283$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0629768 \geq 0,0693403$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,3	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,1391021$$

$$M_s = 57,818859$$

$$M_r = 21,249437$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto L - porzione 1

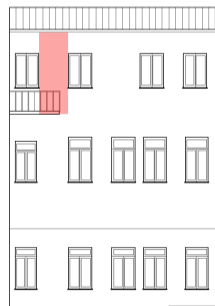


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1203282 \text{ s}$

con $H = 12,855$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,45	d_c [m]	0,21333333
Z [m]	9,63	B_3 [m]	0,32	P_3 [KN]	26,9352
H_{tot} [m]	12,855	H_3 [m]	3,225	N_c [KN]	27,538121

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,45	3,225	0,32

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
26,9352	0,16	1,6125

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	7,54

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	27,538121	d_c	0,21333333	F_c	3,225

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0281759 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 8,6495987$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 132,24345 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0654066$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,225 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,6125 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,3100775$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 5,0012832 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9006719$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7124005 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7491249$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,0727509 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4797762 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4797762 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7124005 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,61787943	1,48922632
N_c	3,23031087	1,51344611

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0653136 \text{ rad}$ ($\theta = 3,7421937^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,4276737 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1584474 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,752767$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1759213 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0703685 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0281474 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,5984164 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,362691 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1203282 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,362691 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0662949 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0011269 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0662949$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0134685$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0703685 \geq 0,0662949$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto L - porzione 2

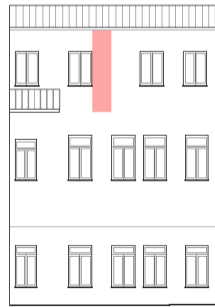


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1203282 \text{ s}$

con $H = 12,855$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	2,32	d_c [m]	0,21333333
Z [m]	9,63	B_3 [m]	0,32	P_3 [KN]	43,09632
H_{tot} [m]	12,855	H_3 [m]	3,225	N_c [KN]	36,5957523

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,32	3,225	0,32

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
43,09632	0,16	1,6125

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	10,02

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	36,5957523	d_c	0,21333333	F_c	3,225

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0257625 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 12,649436$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

$$M_r = 187,51412 \cdot \alpha_0$$

$$\alpha_0 = 0,0674586$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,225 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,6125 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,3100775$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 7,2750779 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8955535$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7389494 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7491249$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,0727509 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4797762 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4797762 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7389494 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,61807786	1,48773979
N_c	3,23045009	1,51270028

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0673565 \text{ rad}$ ($\theta = 3,859245^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,3529833 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,158369 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7296072$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1768392 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0707357 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0282943 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,6207175 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,3414737 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1203282 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,3414737 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0652627 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0011269 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0652627$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0132789$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0707357 \geq 0,0652627$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto L - porzione 3

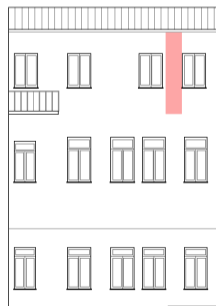


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1203282$ s

con $H = 12,855$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	0,97	d_c [m]	0,2
Z [m]	9,63	B_3 [m]	0,3	P_3 [KN]	16,89255
H_{tot} [m]	12,855	H_3 [m]	3,225	N_c [KN]	21,9866695

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,97	3,225	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
16,89255	0,15	1,6125

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	6,02

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	21,9866695	d_c	0,2	F_c	3,225

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0300613 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 5,7624584$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 98,146246 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,058713$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,225 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,6125 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,3100775$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 3,6020946 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9088801$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,6337187 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7491249$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,0727509 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4797762 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4797762 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,6337187 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,61695441	1,49655242
N_c	3,22947429	1,51815083

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0586457 \text{ rad}$ ($\theta = 3,3601483^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,5243883 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1479595 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7827561$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1627933 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0651173 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0260469 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,5323237 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,3898571 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1203282 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,3898571 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0676165 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0011269 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0676165$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0137114$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0651173 \geq 0,0676165$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,3	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,1370988$$

$$M_s = 55,212458$$

$$M_r = 13,455731$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto L - porzione 4

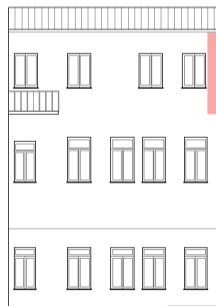


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1203282 \text{ s}$

con $H = 12,855$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	0,9	d_c [m]	0,18
Z [m]	9,63	B_3 [m]	0,27	P_3 [KN]	14,10615
H_{tot} [m]	12,855	H_3 [m]	3,225	N_c [KN]	13,4403561

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,9	3,225	0,27

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
14,10615	0,135	1,6125

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	3,68

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	13,4403561	d_c	0,18	F_c	3,225

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0229554 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 3,6912527$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

$$M_r = 66,091315 \cdot \alpha_0$$

$$\alpha_0 = 0,0558508$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,225 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,6125 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,3100775$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 2,5232368 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8985877$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,6097305 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7491249$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,0727509 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4797762 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4797762 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,6097305 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,61638802	1,50142282
N_c	3,22882146	1,52213877

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0557928 \text{ rad}$ ($\theta = 3,1966939^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,3992631 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1337923 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7439575$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1488917 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0595567 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0238227 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,5121736 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,3550849 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1203282 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,3550849 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0659249 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0011269 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0659249$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0134005$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0595567 \geq 0,0659249$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 13,08 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Il valore minimo è: $T = \min (T_1, T_2, T_3) = 13,08 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$
 $T''' = T_{\min} \cdot n''' = 13,08 \text{ kN}$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,1355463$$

$$M_s = 45,874253$$

$$M_r = 8,9584303$$

La struttura è: VERIFICATA

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,27	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto M - porzione 1

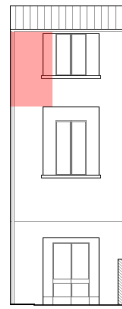


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1073569 \text{ s}$

con $H = 12,4$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,61	d_c [m]	0,18
Z [m]	9,63	B_3 [m]	0,27	P_3 [KN]	21,674142
H_{tot} [m]	12,4	H_3 [m]	2,77	N_c [KN]	23,3380097

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	2,77	0,27

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
21,674142	0,135	1,385

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	6,39

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	23,3380097	d_c	0,18	F_c	2,77

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0209684 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 6,1830184$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 94,664973 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0653147$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 2,77 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,385 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,3610108$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 4,1401243 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9023034$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7101132 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7766129$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 2,8969031 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4462822 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4462822 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7101132 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,38968637	1,48864832
N_c	2,77456142	1,51344715

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0652221 \text{ rad}$ ($\theta = 3,7369512^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,1030982 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1370713 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7592412$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1519126 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,060765 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,024306 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,5964951 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,268333 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1073569 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,268333 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0617044 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0008457 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0617044$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0108883$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,060765 \geq 0,0617044$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 13,08 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Il valore minimo è: $T = \min (T_1, T_2, T_3) = 13,08 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$
 $T''' = T_{\min} \cdot n''' = 13,08 \text{ kN}$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,133026$$

$$M_s = 42,414618$$

$$M_r = 12,592906$$

La struttura è: VERIFICATA

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,27	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto M - porzione 2

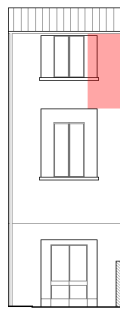


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1073569$ s

con $H = 12,4$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	0,99	d _c [m]	0,18
Z [m]	9,63	B ₃ [m]	0,27	P ₃ [KN]	13,327578
H _{tot} [m]	12,4	H ₃ [m]	2,77	N _c [KN]	22,9727826

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,99	2,77	0,27

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
13,327578	0,135	1,385

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	6,29

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	22,9727826	d_c	0,18	F_c	2,77

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0275003 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 4,9360541$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 82,093303 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0601274$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 2,77 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,385 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,3610108$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 3,4037209 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9198394$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,6412527 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7766129$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 2,8969031 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4462822 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4462822 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,6412527 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,38916565	1,4933345
N_c	2,77419469	1,51579779

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0600551 \text{ rad}$ ($\theta = 3,4409016^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,261501 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,135733 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,8164264$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1475616 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0590246 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0236099 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,5386522 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,3154438 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1073569 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,3154438 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0639963 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0008457 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0639963$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0112559$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0590246 \geq 0,0639963$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 13,08 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Il valore minimo è: $T = \min (T_1, T_2, T_3) = 13,08 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 13,08 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,1356114$$

$$M_s = 41,167654$$

$$M_r = 11,132784$$

La struttura è: VERIFICATA

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,27	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto N - porzione 1

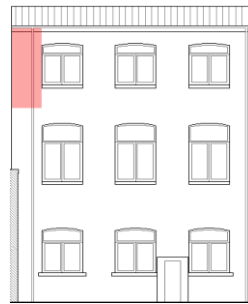


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1395611 \text{ s}$
 con $H = 13,62$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,32	d_c [m]	0,24666667
Z [m]	9,69	B_3 [m]	0,37	P_3 [KN]	34,549416
H_{tot} [m]	13,62	H_3 [m]	3,93	N_c [KN]	24,2145546

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,32	3,93	0,37

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
34,549416	0,185	1,965

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	6,63

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	24,2145546	d_c	0,24666667	F_c	3,93

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0333886 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 10,402518$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 163,0528 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0637985$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,93 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,965 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2544529$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 5,3412366 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8916608$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7019069 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7114537$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3334859 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5246135 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5246135 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7019069 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,97084018	1,49379297
N_c	3,93578296	1,51658029

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0637121 \text{ rad}$ ($\theta = 3,6504351^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,774707 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1766629 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7060323$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1981279 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0792512 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0317005 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,5896018 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4569118 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1395611 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,4569118 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0708787 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0016446 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0708787$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0173481$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0792512 \geq 0,0708787$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto N - porzione 2

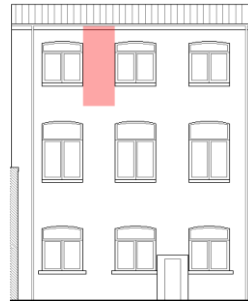


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1395611 \text{ s}$

con $H = 13,62$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,61	d_c [m]	0,24666667
Z [m]	9,69	B_3 [m]	0,37	P_3 [KN]	42,139818
H_{tot} [m]	13,62	H_3 [m]	3,93	N_c [KN]	34,879185

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	3,93	0,37

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
42,139818	0,185	1,965

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	9,55

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	34,879185	d_c	0,24666667	F_c	3,93

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0358784 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 13,636079$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

$$M_r = 219,87994 \cdot \alpha_0$$

$$\alpha_0 = 0,062016$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,93 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,965 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2544529$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 7,0262892 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8949466$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,6797916 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7114537$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3334859 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5246135 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5246135 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,6797916 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,97065021	1,49505266
N_c	3,93564883	1,51721198

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0619367 \text{ rad}$ ($\theta = 3,5487114^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,8548791 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1767088 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7264323$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1974517 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0789807 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0315923 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,5710249 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4778923 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1395611 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,4778923 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0718994 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0016446 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0718994$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0175718$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0789807 \geq 0,0718994$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto N - porzione 3

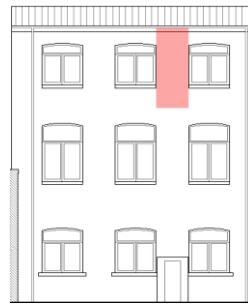


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1395611 \text{ s}$
 con $H = 13,62$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma_m = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,61	d_c [m]	0,24666667
Z [m]	9,69	B_3 [m]	0,37	P_3 [KN]	42,139818
H_{tot} [m]	13,62	H_3 [m]	3,93	N_c [KN]	35,0617986

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	3,93	0,37

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
42,139818	0,185	1,965

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	9,6

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	35,0617986	d_c	0,24666667	F_c	3,93

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0359635 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 13,668004$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 220,59761 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,061959$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,93 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,965 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2544529$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 7,0439065 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8950683$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,679074 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7114537$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3334859 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5246135 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5246135 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,679074 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,97064377	1,49509571
N_c	3,93564427	1,51723357

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0618799 \text{ rad}$ ($\theta = 3,5454561^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,8574222 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1767041 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7270794$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1974197 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0789679 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0315872 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,5704222 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,478553 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1395611 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,478553 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0719316 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0016446 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0719316$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0175789$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0789679 \geq 0,0719316$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto N - porzione 4

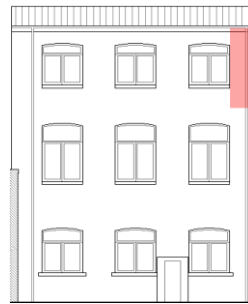


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1395611 \text{ s}$

con $H = 13,62$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,25	d_c [m]	0,24666667
Z [m]	9,69	B_3 [m]	0,37	P_3 [KN]	32,71725
H_{tot} [m]	13,62	H_3 [m]	3,93	N_c [KN]	20,7083748

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,25	3,93	0,37

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
32,71725	0,185	1,965

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	5,67

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	20,7083748	d_c	0,24666667	F_c	3,93

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0320554 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 9,4481786$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

$$M_r = 145,67331 \cdot \alpha_0$$

$$\Rightarrow \alpha_0 = 0,0648587$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,93 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,965 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2544529$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 4,8483402 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,890251$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7147014 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7114537$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3334859 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5246135 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5246135 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7147014 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,97094319	1,49311852
N_c	3,93585544	1,51624204

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,064768 \text{ rad}$ ($\theta = 3,7109309^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,7266562 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1764765 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,6938056$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1982323 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0792929 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0317172 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,6003492 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4441926 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1395611 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,4441926 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0702599 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0016446 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0702599$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0172125$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0792929 \geq 0,0702599$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto O - porzione 1

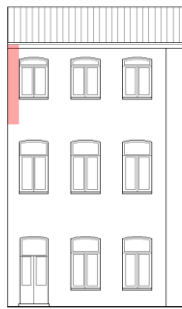


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1395611 \text{ s}$
 con $H = 13,62$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	0,83	d_c [m]	0,2
Z [m]	9,69	B_3 [m]	0,3	P_3 [KN]	17,61426
H_{tot} [m]	13,62	H_3 [m]	3,93	N_C [KN]	25,9676446

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,83	3,93	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
17,61426	0,15	1,965

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	7,11

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	25,9676446	d_c	0,2	F_c	3,93

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0393812 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 6,1193585$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 136,66486 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0447764$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,93 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,965 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2544529$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 4,0587991 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,913609$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,4807925 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7114537$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$
$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3334859 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematico risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$
$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5246135 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5246135 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,4807925 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,96811115	1,51456115
N_c	3,93328087	1,52994915

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0447465 \text{ rad}$ ($\theta = 2,5637854^\circ$)

$$\text{Altezza del baricentro } h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 3,1358167 \text{ m}$$

$$\text{Spostamento } d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,14027 \text{ m}$$
$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7979177$$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1535339 \text{ m}$$
$$d_u^* = 0,0614136 \text{ m}$$
$$d_s^* = 0,0245654 \text{ m}$$
$$a_s^* = 0,4038657 \text{ m/s}^2$$
$$T_s = 1,5496142 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1395611 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,5496142 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0753887 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0016446 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0753887$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0183373$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0614136 \geq 0,0753887$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,3	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

Il valore minimo è: $T = \min (T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,1419878$$

$$M_s = 66,379359$$

$$M_r = 19,404747$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto O - porzione 2

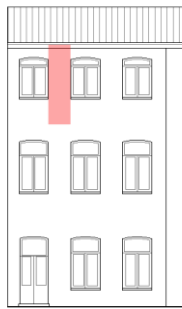


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1395611$ s
 con $H = 13,62$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,19	d_c [m]	0,2
Z [m]	9,69	B_3 [m]	0,3	P_3 [KN]	25,25418
H_{tot} [m]	13,62	H_3 [m]	3,93	N_c [KN]	51,0222215

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,19	3,93	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
25,25418	0,15	1,965

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	13,97

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	51,0222215	d_c	0,2	F_c	3,93

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0480734 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 10,325708$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 250,14179 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0412794$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,93 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,965 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2544529$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 7,2026579 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9263425$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,4371505 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7114537$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3334859 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5246135 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5246135 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,4371505 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,96764175	1,51897171
N_c	3,93293551	1,53215739

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,041256 \text{ rad}$ ($\theta = 2,3637945^\circ$)

$$\text{Altezza del baricentro } h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 3,2794126 \text{ m}$$

$$\text{Spostamento } d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1352571 \text{ m}$$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,8344561$$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1460119 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0584048 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0233619 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,3672064 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,5848162 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1395611 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,5848162 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0771013 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0016446 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0771013$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0187132$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0584048 \geq 0,0771013$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,3	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,1439668$$

$$M_s = 70,585708$$

$$M_r = 36,012114$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto O - porzione 3

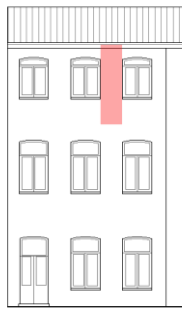


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1395611$ s

con $H = 13,62$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,18	d_c [m]	0,2
Z [m]	9,69	B_3 [m]	0,3	P_3 [KN]	25,04196
H_{tot} [m]	13,62	H_3 [m]	3,93	N_c [KN]	50,7665625

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,18	3,93	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
25,04196	0,15	1,965

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	13,9

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	50,7665625	d_c	0,2	F_c	3,93

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0481834 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 10,256895$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 248,72004 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0412387$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,93 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,965 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2544529$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 7,1595633 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9264831$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,4366532 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7114537$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3334859 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5246135 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5246135 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,4366532 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,96763605	1,51902755
N_c	3,93293126	1,53218534

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0412154 \text{ rad}$ ($\theta = 2,3614664^\circ$)

$$\text{Altezza del baricentro } h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 3,2808982 \text{ m}$$

$$\text{Spostamento } d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1351851 \text{ m}$$

$$\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,8348341$$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1459121 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0583649 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0233459 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,3667887 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,5851764 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1395611 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,5851764 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0771188 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0016446 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0771188$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0187171$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0583649 \geq 0,0771188$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,3	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,1439887$$

$$M_s = 70,516895$$

$$M_r = 35,812863$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto O - porzione 4

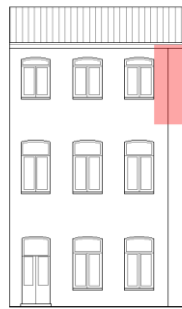


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1395611$ s

con $H = 13,62$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	0,95	d_c [m]	0,2
Z [m]	9,69	B_3 [m]	0,3	P_3 [KN]	20,1609
H_{tot} [m]	13,62	H_3 [m]	3,93	N_c [KN]	27,903348

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	3,93	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
20,1609	0,15	1,965

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	7,64

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	27,903348	d_c	0,2	F_c	3,93

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0379455 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 6,7809847$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

$$M_r = 149,27633 \cdot \alpha_0$$

$$\alpha_0 = 0,0454257$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,93 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,965 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2544529$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 4,464338 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9111795$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,4890654 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7114537$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3334859 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5246135 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5246135 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,4890654 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,96819237	1,51383281
N_c	3,93333976	1,52958442

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0453945 \text{ rad}$ ($\theta = 2,600914^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 3,1057664 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1409363 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7902713$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1546746 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0618698 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0247479 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,4108149 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,5421489 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1395611 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,5421489 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0750255 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0016446 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0750255$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0182575$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0618698 \geq 0,0750255$$

La porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

CALCOLO DEI TIRANTI

Ipotizzando tiranti $\Phi 18$ mm in acciaio AISI 304 si ha:

$$T_1 = A \cdot f_y = 61,072561 \text{ kN}$$

$$T_2 = f_v \cdot [2(b+t) + 2(a+t)] \cdot t = 15,333333 \text{ kN}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = 22,222222 \text{ kN}$$

Φ	18	[mm]
A	254,469	[mm ²]
f_y	240	[MPa]
f_v	22,22	[kN/m ²]
a	0,5	[m]
b	0,05	[m]
t	0,3	[m]
σ_r	888,89	[kN/m ²]

Il valore minimo è: $T = \min(T_1, T_2, T_3) = 15,333333 \text{ kN}$

Secondo piano:

Numero di tiranti: $n''' = 1$

$$T''' = T_{\min} \cdot n''' = 15,333333 \text{ kN}$$

Verifica dei tiranti:

$$\alpha_{\min} = 0,1416102$$

$$M_s = 67,040985$$

$$M_r = 21,139057$$

La struttura è: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto P - porzione 1

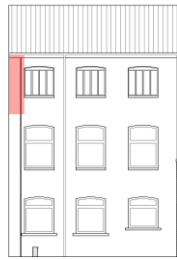


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1395611 \text{ s}$

con $H = 13,62$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,26	d_c [m]	0,29333333
Z [m]	9,69	B_3 [m]	0,44	P_3 [KN]	39,218256
H_{tot} [m]	13,62	H_3 [m]	3,93	N_c [KN]	27,9398707

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,26	3,93	0,44

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
39,218256	0,22	1,965

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	7,65

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	27,9398707	d_c	0,29333333	F_c	3,93

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0399751 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 14,139061$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 186,86757 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0756635$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,93 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,965 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2544529$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 6,1060565 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,891931$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,8321936 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7114537$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3334859 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5246135 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5246135 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,8321936 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,97322933	1,47943563
N_c	3,93815825	1,50641767

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0755196 \text{ rad}$ ($\theta = 4,3269566^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,7825012 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,2099338 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7080156$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,23537 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,094148 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0376592 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,6990426 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4583561 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1395611 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,4583561 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,070949 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0016446 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,070949$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0173635$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,094148 \geq 0,070949$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto P - porzione 2

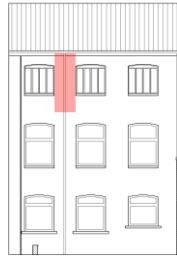


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1395611 \text{ s}$

con $H = 13,62$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,47	d_c [m]	0,29333333
Z [m]	9,69	B_3 [m]	0,44	P_3 [KN]	45,754632
H_{tot} [m]	13,62	H_3 [m]	3,93	N_c [KN]	59,1302624

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,47	3,93	0,44

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
45,754632	0,22	1,965

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	16,19

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	59,1302624	d_c	0,29333333	F_c	3,93

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0535127 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 21,798222$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

$$M_r = 322,28978 \cdot \alpha_0$$

$$\alpha_0 = 0,0676355$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,93 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,965 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2544529$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 9,7146128 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9086185$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7302339 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7114537$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3334859 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5246135 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5246135 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7302339 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,97204032	1,48627183
N_c	3,9373105	1,50984884

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0675326 \text{ rad}$ ($\theta = 3,8693342^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 3,072795 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,2073562 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7818817$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,2282104 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0912842 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0365137 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,6133965 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,5329817 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1395611 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,5329817 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0745795 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0016446 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0745795$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0181597$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0912842 \geq 0,0745795$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto P - porzione 3

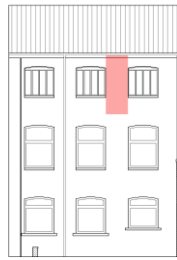


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1395611 \text{ s}$

con $H = 13,62$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,51	d_c [m]	0,29333333
Z [m]	9,69	B_3 [m]	0,44	P_3 [KN]	46,999656
H_{tot} [m]	13,62	H_3 [m]	3,93	N_c [KN]	59,7511484

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,51	3,93	0,44

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
46,999656	0,22	1,965

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	16,36

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	59,7511484	d_c	0,29333333	F_c	3,93

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0530219 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 22,206795$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 327,17634 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0678741$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,93 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,965 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2544529$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 9,8809151 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9080192$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7332937 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7114537$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3334859 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematico risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5246135 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5246135 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7332937 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,97208181	1,48602386
N_c	3,93734042	1,50972443

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0677701 \text{ rad}$ ($\theta = 3,8829432^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 3,0648606 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,2075471 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7798628$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,2285713 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0914285 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0365714 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,6159667 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,5309889 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1395611 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,5309889 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0744826 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0016446 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0744826$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0181384$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0914285 \geq 0,0744826$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto P - porzione 4

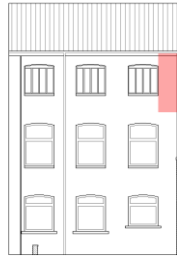


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1395611$ s

con $H = 13,62$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	1,44	d_c [m]	0,29333333
Z [m]	9,69	B_3 [m]	0,44	P_3 [KN]	44,820864
H_{tot} [m]	13,62	H_3 [m]	3,93	N_c [KN]	43,2794076

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,44	3,93	0,44

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
44,820864	0,22	1,965

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	11,85

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	43,2794076	d_c	0,29333333	F_c	3,93

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0458856 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 18,513353$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 258,16107 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0717124$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,93 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,965 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2544529$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 8,0733437 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,89897$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7825609 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7114537$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,3334859 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5246135 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5246135 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7825609 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,97269887	1,48241928
N_c	3,93778242	1,50791552

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0715899 \text{ rad}$ ($\theta = 4,1017967^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,9303096 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,2096013 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7456258$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,2331572 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0932629 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0373051 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,6573511 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4968061 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1395611 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_S = 1,4968061 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_S < T_D \quad S_{De}(T_S) = 0,0728196 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0016446 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,0728196$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} = 0,0177736$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_S/T_1)^2}{[(1-T_S/T_1)^2 + 0,02(T_S/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0932629 \geq 0,0728196$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto Q - porzione 1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s
 con $H = 12,98$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	2,13	d_c [m]	0,26666667
Z [m]	9,48	B_3 [m]	0,4	P_3 [KN]	53,676
H_{tot} [m]	12,98	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	54,9666738

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,13	3,5	0,4

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
53,676	0,2	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	15,05

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	54,9666738	d_c	0,26666667	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0382545 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 21,236913$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 286,31636 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0741729$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 9,9752111 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9007218$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,8078367 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7303544$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4911754 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4911754 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,8078367 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,75745885	1,47863215
N_c	3,50744524	1,50562811

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0740373 \text{ rad}$ ($\theta = 4,2420258^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,635395 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1949394 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,75297$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,2164257 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0865703 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0346281 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,6785828 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,419361 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,419361 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0690519 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0690519$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0150615$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0865703 \geq 0,0690519$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto Q - porzione 2



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 12,98$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	3,22	d_c [m]	0,26
Z [m]	9,48	B_3 [m]	0,39	P_3 [KN]	79,1154
H_{tot} [m]	12,98	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	121,620614

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,22	3,5	0,39

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
79,1154	0,195	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	33,3

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	121,620614	d_c	0,26	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0467553 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 37,663394$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

$$M_r = 564,1241 \cdot \alpha_0$$

$$\alpha_0 = 0,0667644$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 18,728218 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9152509$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,7156055 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7303544$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4911754 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4911754 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,7156055 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,75626777	1,48628682
N_c	3,50649017	1,50994449

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0666654 \text{ rad}$ ($\theta = 3,8196484^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,8102785 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1872097 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,8029367$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,2045447 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0818179 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0327272 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,6011086 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4660794 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,4660794 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0713247 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0713247$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0155089$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0818179 \geq 0,0713247$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto Q - porzione 3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 12,98$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	3,28	d_c [m]	0,25333333
Z [m]	9,48	B_3 [m]	0,38	P_3 [KN]	78,5232
H_{tot} [m]	12,98	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	93,8633566

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,28	3,5	0,38

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
78,5232	0,19	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	25,7

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	93,8633566	d_c	0,25333333	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0394177 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 31,903051$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 465,93735 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0684707$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 15,917558 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9058203$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,741535 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7303544$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematicismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4911754 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4911754 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,741535 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,75646664	1,4849607
N_c	3,50653104	1,5097535

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,068364 \text{ rad}$ ($\theta = 3,9169678^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,7028636 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1846346 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,7722467$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,2038314 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0815326 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,032613 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,6228894 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,4377055 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,4377055 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0699443 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0699443$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0152371$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1-T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0815326 \geq 0,0699443$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

Complesso Cavalli - Prospetto Q - porzione 4



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,1279443$ s

con $H = 12,98$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	l [m]	2,05	d_c [m]	0,24666667
Z [m]	9,48	B_3 [m]	0,37	P_3 [KN]	47,7855
H_{tot} [m]	12,98	H_3 [m]	3,5	N_c [KN]	14,2803784

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,05	3,5	0,37

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
47,7855	0,185	1,75

Peso dei solai

Copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \text{ KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	3,91

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
Copertura	N_c	14,2803784	d_c	0,24666667	F_c	3,5

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,022707 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_3 \cdot (b_3 - t) + N_c \cdot (d_c - t)$$

$$M_s = 10,953479$$

$$M_r = \alpha P_3 \cdot h_3 + \alpha N_c \cdot f_c$$

\Rightarrow

$$M_r = 133,60595 \cdot \alpha_0$$

\Rightarrow

$$\alpha_0 = 0,0819835$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{Nc}} = 3,5 \theta$	$\delta_{X_{Nc}} = 1$
$\delta_{X_{P3}} = 1,75 \theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,5$

$$\delta_{X_{Nc}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,2857143$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 5,6637225 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8951959$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 0,8984155 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,7303544$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,1760008 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } 0 \leq T_1 < T_B$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,4911754 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,4911754 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 0,8984155 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: **NON VERIFICATA**

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

Momento stabilizzante: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta)$

Carico	R_i [m]	β_i [rad]
P_3	1,75750932	1,47832199
N_c	3,5071581	1,50689498

con:

$$R_i = [h_i^2 + (b_i - t)^2]^{1/2}$$

$$\beta_i = \arctg[h_i / (b_i - t)]$$

Ponendo: $M_s = \sum_i P_i \cdot R_{pi} \cdot \cos(\beta_{pi} + \theta) + \sum_i N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$

Si ricava: $\theta_{ko} = 0,0818005 \text{ rad}$ ($\theta = 4,686825^\circ$)

Altezza del baricentro $h_{bar} = \frac{P_3 \cdot h_3 + N_c \cdot f_c}{P_3 + N_c} = 2,1526474 \text{ m}$

Spostamento $d_{ko} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{ko} = 0,1758914 \text{ m}$
 $\delta_{xbar} = h_{bar} \cdot \theta = 0,6150421$

Si calcola:

$$d_0^* = 0,1964837 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,0785935 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,0314374 \text{ m}$$

$$a_s^* = 0,754669 \text{ m/s}^2$$

$$T_s = 1,2824039 \text{ s}$$

Ricordando:

$$T_B = 0,1705554 \text{ s} \quad T_D = 1,9918451 \text{ s} \quad T_1 = 0,1279443 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5116663 \text{ s} \quad T_s = 1,2824039 \text{ s}$$

Si calcolano gli spettri di risposta elastici in spostamento:

$$T_C \leq T_s < T_D \quad S_{De}(T_s) = 0,0623889 \text{ m/s}^2$$

$$0 \leq T_1 < T_B \quad S_{De}(T_1) = 0,0013169 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI NON LINEARE

Si applicano le eq. C8A.4.11 e C8A.4.12 della Circ. n. 617 del 2/2/2009:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0623889$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} = 0,0137517$$

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{[(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02(T_s/T_1)]^{1/2}} \right) \Rightarrow 0,0785935 \geq 0,0623889$$

La porzione di edificio risulta: **VERIFICATA**

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto E - porzione 1



Figura 1: Prospetto

LOCALIZZAZIONE

Regione: Veneto Provincia: Padova Comune: Padova
Coordinate: Latitudine: 45,41237 Longitudine: 11,878253
Quota: $a_s \leq 200$ m s.l.m.

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Amplificazione stratigrafica:

Coefficiente S_S : $1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g \geq 1,50 \implies S_S = 1,5$
 Coefficiente C_C : $C_C = 1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33} \implies C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica:

Categoria topografica T_1
 Coefficiente S_T : $S_T = 1,00$

Coefficiente di categoria sottosuolo e condizioni topografiche: $S = S_S \cdot S_T \implies S = 1,5$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Vita nominale: $V_N = 50$
 Classe d'uso II : Costruzione in cui si preveda normali affollamenti
 Coefficiente d'uso: $C_U = 1$
 Periodo di riferimento dell'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U = 50$

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Probabilità di superamento: $P_{VR} = 10\% = 0,10$

Periodo di ritorno: $T_R = 475$ anni

Accelerazione orizzontale massima al sito:

$a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

$F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale:

$T_C^* = 0,342$

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,031	2,518	0,210
SLD	50	0,037	2,551	0,251
SLV	475	0,085	2,624	0,333
SLC	975	0,110	2,588	0,350

Tabella 1: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun SL

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_C = C_C \cdot T_C^* = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = T_C/3 = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 4a_g/g + 1,6 = 1,9918451$ s

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,3363743 \text{ s}$
 con $C_1 = 0,05$
 $H = 12,7$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Sulla base delle informazioni che sono state acquisite sul fabbricato, si assumono i seguenti dati (tabella C8.A.2.1):

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a compressione della muratura	$f_m =$	2400	KN/m ²
		4000	KN/m ²
Resistenza media a taglio della muratura	$\tau_0 =$	60	KN/m ²
		92	KN/m ²
Valore medio del modulo di elasticità normale	$E =$	1200000	KN/m ²
		1800000	KN/m ²
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	$G =$	400000	KN/m ²
		600000	KN/m ²
Peso specifico medio della muratura	$w =$	18	KN/m ³

Si assume come livello di conoscenza: LC1 - conoscenza limitata (C8.A.1)

Da cui si ricava:

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato
Coefficiente correttivo	1,5	1,5	/	1,3	0,7	1,5	1,5

Coefficiente Complessivo: 1

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico		Rilievo materico e dei dettagli costruttivi		Proprietà meccaniche dei materiali		Terreno e fondazioni	
Rilievo geometrico completo		Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi		Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili		Limitate indagini sul terreno e fondazioni, senza dati geologici e disponibilità di informazioni sulle fondazioni	
F_{C1}	0,05	F_{C2}	0,12	F_{C3}	0,12	F_{C4}	0,06

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = \frac{f_m \cdot \text{coeff correttivo}}{F_C \cdot \gamma_m} = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

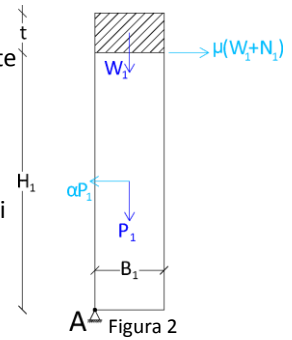
Resistenza a taglio:

$$f_v = \frac{\tau_m \cdot \text{coeff correttivo}}{F_C \cdot \gamma_m} = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici (Figura 2):

- B_i spessore della parete i-esima
- H_i altezza della parete i-esima
- d_i braccio del carico del solaio i-esimo rispetto allo spigolo esterno della parete
- P_i peso della parete i-esima
- N_i carico del solaio gravante sulla parete i-esima
- N numero di piani dell'edificio
- Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi
- H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione
- t altezza del cordolo
- s spessore del cordolo
- γ peso specifico del cordolo
- W peso del cordolo
- μ coefficiente di attrito



DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,315	B_2 [m]	0,315	B_3 [m]	0,315
Z [m]	0	H_1 [m]	5,1	H_2 [m]	4,375	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,21	d_2 [m]	0,21	d_c [m]	0,21
l [m]	0,95	P_1 [KN]	27,47115	P_2 [KN]	23,566	P_3 [KN]	17,371
		N_1 [KN]	14,852	N_2 [KN]	14,378	N_c [KN]	59,934

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,95	μ	0,6
s [m]	0,1575	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	5,1	0,315

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
27,47115	0,1575	2,55

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w1} [m]
1,134	0,07875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	4,375	0,315

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
23,5659375	0,1575	7,2875

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,089775	0,1575

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	3,225	0,315

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
17,3714625	0,1575	11,0875

Materiali dei solai in laterocemento

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,1}$ - Peso proprio strutturale (solaio in laterocemento)	2,8	KN/m ²
$G_{2,1}$ - Peso carichi portati permanenti	2,1	KN/m ²

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1}$ - Cat. C3 (ambienti suscettibili di affollamento)	5	KN/m ²
---	---	-------------------

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2}$ - Peso proprio strutturale (solaio in laterocemento)	2,8	KN/m ²
$G_{2,2}$ - Peso carichi portati permanenti	2,1	KN/m ²

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,2}$ - Cat. C3 (ambienti suscettibili di affollamento)	5	KN/m ²
---	---	-------------------

Peso copertura

Carichi permanenti

$G_{1,c}$ - Peso m ² piano copertura strutturale (solaio in laterocemento)	2,8	KN/m ²
$G_{2,c}$ - Peso m ² piano copertura non strutturale	3,2	KN/m ²

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$Q_{1,c} - q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8$	carico neve sulla copertura [KN/m ²]
$\mu_i = 0,8$	coefficiente di forma della copertura
$q_{sk} = 1$	valore caratteristico di riferimento del carico neve - Padova: zona II con $a_s \leq 200$ m
$C_E = 1$	coefficiente di esposizione
$C_t = 1$	coefficiente termico

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{2,c}$ - Cat. H1 (coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione)	0,5	KN/m ²
--	-----	-------------------

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture)}$$

$$\text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{neve (quota } \leq 1000 \text{ m s.l.m.)}$$

Carico copertura per metro lineare

$$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$$

Lunghezza della zona di influenza della parete

$$L = 1,62 \quad \text{m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
		1,88	1,82

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	14,852	d ₁	0,21	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	14,378	d ₂	0,21	f ₂	10,075
Copertura	N _c	59,934	d _c	0,21	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$\sigma_{\text{media}} = \frac{\sum W_i}{3t} \Rightarrow \sigma_{\text{max}} = 2\sigma_{\text{media}} = \frac{2\sum W_i}{3t} = f_c \Rightarrow t = \frac{2\sum W_i}{3f_c} = 0,1253654 \quad \text{m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$$

$$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$$

Si ricava:

$$M_s = 135,44899 \Rightarrow \alpha_0 = 0,5601969$$

$$M_r = 241,7882 \cdot \alpha_0$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,5875 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76448363$
$\delta_{xw1} = 5,25 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52896725$
$\delta_{xp1} = 2,55 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25692695$

$$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} = 14,311563 \quad \text{KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0,8841296$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^*} = 6,2157529 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

Primo modo di vibrare nella direzione considerata, in assenza di valutazioni più accurate:

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

Coefficiente di partecipazione modale, in assenza di valutazioni più accurate:

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

Fattore di struttura:

$$q = 2,0 \alpha_u/\alpha_1 \quad \text{con edifici regolari in elevazione}$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 \quad \text{negli altri casi}$$

$$\text{con } \alpha_u/\alpha_1 = 1,5$$

$$q = 2,25 \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta \quad \Rightarrow \quad S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } \eta = 1 \text{ per smorzamenti } \xi = 5\% - \text{fattore che altera lo spettro elastico}$$

con $T_b \leq T_1 < T_c$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo deve verificare entrambe le disequaglianze seguenti (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 6,2157529 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto E - porzione 2



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224 \text{ s}$

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,315	B_2 [m]	0,315	B_3 [m]	0,315
Z [m]	0	H_1 [m]	5,1	H_2 [m]	4,375	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,21	d_2 [m]	0,21	d_c [m]	0,21
l [m]	2,167	P_1 [KN]	62,663139	P_2 [KN]	53,7551438	P_3 [KN]	39,6252203
		N_1 [KN]	69,757	N_2 [KN]	67,545	N_c [KN]	137,882049

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	2,167	μ	0,6
s [m]	0,1575	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,167	5,1	0,315

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
62,663139	0,1575	2,55

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,134	0,07875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,167	4,375	0,315

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
53,7551438	0,1575	7,2875

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,2047815	0,1575

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,167	3,225	0,315

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
39,6252203	0,1575	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$

Lunghezza della zona di influenza della parete

$L = 3,07 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		8,83	8,55

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	69,757	d ₁	0,21	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	67,545	d ₂	0,21	f ₂	10,075
Copertura	N _c	137,882049	d _c	0,21	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1497115 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 369,924$
 $M_r = 551,53161 \cdot \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,6707213$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,5875 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76448363$
$\delta_{xw1} = 5,25 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52896725$
$\delta_{xp1} = 2,55 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25692695$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 39,183955 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8886373$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 7,4043433 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 7,4043433 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto E - porzione 3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,315	B_2 [m]	0,315	B_3 [m]	0,315
Z [m]	0	H_1 [m]	5,1	H_2 [m]	4,375	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,21	d_2 [m]	0,21	d_c [m]	0,21
l [m]	2,19	P_1 [KN]	63,32823	P_2 [KN]	54,3256875	P_3 [KN]	40,0457925
		N_1 [KN]	78,289	N_2 [KN]	48,664	N_c [KN]	150,2116

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	2,19	μ	0,6
s [m]	0,1575	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,19	5,1	0,315

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
63,32823	0,1575	2,55

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,134	0,07875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,19	4,375	0,315

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
54,3256875	0,1575	7,2875

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,206955	0,1575

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,19	3,225	0,315

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
40,0457925	0,1575	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$

Lunghezza della zona di influenza della parete

$L = 3,13 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		9,91	6,16

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N_1	78,289	d_1	0,21	f_1
2° orizzontamento	N_2	48,664	d_2	0,21	f_2	10,075
Copertura	N_c	150,2116	d_c	0,21	f_c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1493854 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 368,07953 \Rightarrow \alpha_0 = 0,660368$
 $M_r = 557,38543 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,5875 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76448363$
$\delta_{xw1} = 5,25 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52896725$
$\delta_{xp1} = 2,55 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25692695$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 39,392592 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8859162$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 7,3124414 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 7,3124414 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto E - porzione 4



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,315	B_2 [m]	0,315	B_3 [m]	0,315
Z [m]	0	H_1 [m]	5,1	H_2 [m]	4,375	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,21	d_2 [m]	0,21	d_c [m]	0,21
l [m]	2,17	P_1 [KN]	62,74989	P_2 [KN]	53,8295625	P_3 [KN]	39,6800775
		N_1 [KN]	94,168	N_2 [KN]	96,064	N_c [KN]	160,2916

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	2,17	μ	0,6
s [m]	0,1575	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,17	5,1	0,315

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
62,74989	0,1575	2,55

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,134	0,07875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,17	4,375	0,315

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
53,8295625	0,1575	7,2875

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,205065	0,1575

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,17	3,225	0,315

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
39,6800775	0,1575	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$

Lunghezza della zona di influenza della parete

$L = 3,13 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		11,92	12,16

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	94,168	d ₁	0,21	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	96,064	d ₂	0,21	f ₂	10,075
Copertura	N _c	160,2916	d _c	0,21	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1756183 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 442,74205 \Rightarrow \alpha_0 = 0,8016403$
 $M_r = 552,29516 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,5875 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76448363$
$\delta_{xw1} = 5,25 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52896725$
$\delta_{xp1} = 2,55 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25692695$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 46,391171 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8956456$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 8,7803609 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 8,7803609 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto E - porzione 5



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,315	B_2 [m]	0,315	B_3 [m]	0,315
Z [m]	0	H_1 [m]	5,1	H_2 [m]	4,375	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,21	d_2 [m]	0,21	d_c [m]	0,21
l [m]	2,035	P_1 [KN]	58,846095	P_2 [KN]	50,4807188	P_3 [KN]	37,2115013
		N_1 [KN]	105,781	N_2 [KN]	105,386	N_c [KN]	118,758759

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	2,035	μ	0,6
s [m]	0,1575	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,035	5,1	0,315

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
58,846095	0,1575	2,55

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,134	0,07875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,035	4,375	0,315

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
50,4807188	0,1575	7,2875

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,1923075	0,1575

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,035	3,225	0,315

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
37,2115013	0,1575	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$ Lunghezza della zona di influenza della parete
 $L = 3,51 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		13,39	13,34

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	105,781	d ₁	0,21	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	105,386	d ₂	0,21	f ₂	10,075
Copertura	N _c	118,758759	d _c	0,21	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1760898 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 406,14939 \Rightarrow \alpha_0 = 0,7841694$
 $M_r = 517,93578 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,5875 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76448363$
$\delta_{xw1} = 5,25 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52896725$
$\delta_{xp1} = 2,55 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25692695$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 43,380816 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8906956$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 8,6367347 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 8,6367347 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto E - porzione 6



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,315	B_2 [m]	0,315	B_3 [m]	0,315
Z [m]	0	H_1 [m]	5,1	H_2 [m]	4,375	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,21	d_2 [m]	0,21	d_c [m]	0,21
l [m]	0,946	P_1 [KN]	27,355482	P_2 [KN]	23,4667125	P_3 [KN]	17,2983195
		N_1 [KN]	0	N_2 [KN]	33,654	N_c [KN]	5,88

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,946	μ	0,6
s [m]	0,1575	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,946	5,1	0,315

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
27,355482	0,1575	2,55

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,134	0,07875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,946	4,375	0,315

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
23,4667125	0,1575	7,2875

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,089397	0,1575

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,946	3,225	0,315

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
17,2983195	0,1575	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$

Lunghezza della zona di influenza della parete

$L = 1,49 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		0	4,26

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N_1	0	d_1	0,21	f_1
2° orizzontamento	N_2	33,654	d_2	0,21	f_2	10,075
Copertura	N_c	5,88	d_c	0,21	f_c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0863197 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 86,681806 \Rightarrow \alpha_0 = 0,3600189$
 $M_r = 240,77015 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,5875 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76448363$
$\delta_{xw1} = 5,25 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52896725$
$\delta_{xp1} = 2,55 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25692695$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 9,5332692 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8589563$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 4,1117172 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 4,1117172 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto E



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s
 con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,315	B_2 [m]	0,315	B_3 [m]	0,315
Z [m]	0	H_1 [m]	5,1	H_2 [m]	4,375	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,21	d_2 [m]	0,21	d_c [m]	0,21
l [m]	15,96	P_1 [KN]	461,51532	P_2 [KN]	395,90775	P_3 [KN]	291,84057
		N_1 [KN]	362,847	N_2 [KN]	365,691	N_c [KN]	677,160683

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	15,96	μ	0,6
s [m]	0,1575	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
15,96	5,1	0,315

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
461,51532	0,1575	2,55

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,134	0,07875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
15,96	4,375	0,315

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
395,90775	0,1575	7,2875

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
1,50822	0,1575

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
15,96	3,225	0,315

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
291,84057	0,1575	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$

Lunghezza della zona di influenza della parete

$L = 15,96 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		45,93	46,29

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N_1	362,847	d_1	0,21	f_1
2° orizzontamento	N_2	365,691	d_2	0,21	f_2	10,075
Copertura	N_c	677,160683	d_c	0,21	f_c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1201882 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 2091,3751$
 $M_r = 4062,0418 \cdot \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,5148581$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,5875 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76448363$
$\delta_{xw1} = 5,25 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52896725$
$\delta_{xp1} = 2,55 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25692695$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 228,01727 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8745877$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 5,7750161 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 5,7750161 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto G - porzione 1

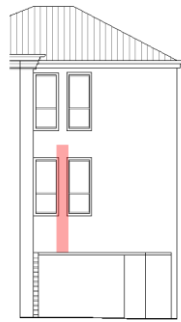


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,56	B_2 [m]	0,46	B_3 [m]	0,33
Z [m]	3,6	H_1 [m]	1,65	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,37333333	d_2 [m]	0,30666667	d_c [m]	0,22
l [m]	0,68	P_1 [KN]	11,30976	P_2 [KN]	23,78844	P_3 [KN]	13,02642
		N_1 [KN]	13,509	N_2 [KN]	13,509	N_c [KN]	61,3766927

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,68	μ	0,6
s [m]	0,28	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,68	1,65	0,56

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
11,30976	0,28	0,825

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
2,016	0,14

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,68	4,225	0,46

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
23,78844	0,23	3,7625

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,11424	0,23

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,68	3,225	0,33

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
13,02642	0,165	7,4875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$ Lunghezza della zona di influenza della parete
 $L = 1,78 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		1,71	1,71

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N_1	13,509	d_1	0,37333333	f_1
2° orizzontamento	N_2	13,509	d_2	0,30666667	f_2	6,475
Copertura	N_c	61,3766927	d_c	0,22	f_c	9,7

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1529223 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 132,47322$
 $M_r = 98,834558 \cdot \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 1,3403532$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 6,325 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 4,0625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,64229249$
$\delta_{xw1} = 1,8 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,28458498$
$\delta_{xp1} = 0,825 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,13043478$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1581028$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 12,242288 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8661899$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 15,180118 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,2706767$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0,6531621 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 15,180118 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto G - porzione 2

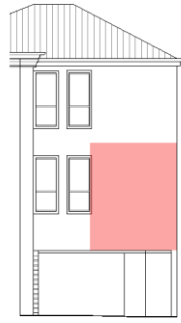


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,45	B_2 [m]	0,45	B_3 [m]	0,33
Z [m]	3,6	H_1 [m]	1,65	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,3	d_2 [m]	0,3	d_c [m]	0,22
l [m]	4,67	P_1 [KN]	62,41455	P_2 [KN]	159,819075	P_3 [KN]	89,460855
		N_1 [KN]	29,546	N_2 [KN]	29,546	N_c [KN]	174,410975

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	4,67	μ	0,6
s [m]	0,225	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
4,67	1,65	0,45

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
62,41455	0,225	0,825

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,62	0,1125

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
4,67	4,225	0,45

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
159,819075	0,225	3,7625

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,63045	0,225

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
4,67	3,225	0,33

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
89,460855	0,165	7,4875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$

Lunghezza della zona di influenza della parete

$L = 5,22 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		3,74	3,74

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N_1	29,546	d_1	0,3	f_1
2° orizzontamento	N_2	29,546	d_2	0,3	f_2	6,475
Copertura	N_c	174,410975	d_c	0,22	f_c	9,7

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,0879199 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 498,03903 \Rightarrow \alpha_0 = 0,7629143$
 $M_r = 652,81127 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 6,325 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 4,0625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,64229249$
$\delta_{xw1} = 1,8 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,28458498$
$\delta_{xp1} = 0,825 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,13043478$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1581028$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M^* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 47,988625 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8599328$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 8,7032253 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0,2706767$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0,6531621 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 8,7032253 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,35	B_2 [m]	0,35	B_3 [m]	0,31
Z [m]	0	H_1 [m]	5,25	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,23333333	d_2 [m]	0,23333333	d_c [m]	0,20666667
l [m]	1,37	P_1 [KN]	45,31275	P_2 [KN]	36,465975	P_3 [KN]	24,653835
		N_1 [KN]	66,992	N_2 [KN]	71,653	N_c [KN]	113,480861

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,37	μ	0,6
s [m]	0,175	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,37	5,25	0,35

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
45,31275	0,175	2,625

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,26	0,0875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,37	4,225	0,35

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
36,465975	0,175	7,3625

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,14385	0,175

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,37	3,225	0,31

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
24,653835	0,155	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$

Lunghezza della zona di influenza della parete

$L = 2,56 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
	8,48	9,07	6,33

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	66,992	d ₁	0,23333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	71,653	d ₂	0,23333333	f ₂	10,075
Copertura	N _c	113,480861	d _c	0,20666667	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1970596 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 312,80341 \Rightarrow \alpha_0 = 0,8073873$
 $M_r = 387,42671 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,6625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,7720403$
$\delta_{xw1} = 5,4 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,5440806$
$\delta_{xp1} = 2,625 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,26448363$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 32,968687 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8984909$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 8,8153034 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 8,8153034 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 2



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,35	B_2 [m]	0,35	B_3 [m]	0,31
Z [m]	0	H_1 [m]	5,25	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,23333333	d_2 [m]	0,23333333	d_c [m]	0,20666667
l [m]	1,64	P_1 [KN]	54,243	P_2 [KN]	43,6527	P_3 [KN]	29,51262
		N_1 [KN]	180,752	N_2 [KN]	176,881	N_c [KN]	199,489797

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,64	μ	0,6
s [m]	0,175	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,64	5,25	0,35

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
54,243	0,175	2,625

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,26	0,0875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,64	4,225	0,35

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
43,6527	0,175	7,3625

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,1722	0,175

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,64	3,225	0,31

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
29,51262	0,155	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$ Lunghezza della zona di influenza della parete
 $L = 4,04 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		22,88	22,39

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	180,752	d ₁	0,23333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	176,881	d ₂	0,23333333	f ₂	10,075
Copertura	N _c	199,489797	d _c	0,20666667	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,3137027 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 608,77826 \Rightarrow \alpha_0 = 1,312642$
 $M_r = 463,78088 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,6625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,7720403$
$\delta_{xw1} = 5,4 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,5440806$
$\delta_{xp1} = 2,625 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,26448363$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 63,68196 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9107193$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 14,139393 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 14,139393 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s
con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,35	B_2 [m]	0,35	B_3 [m]	0,31
Z [m]	0	H_1 [m]	5,25	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,23333333	d_2 [m]	0,23333333	d_c [m]	0,20666667
l [m]	1,63	P_1 [KN]	53,91225	P_2 [KN]	43,386525	P_3 [KN]	29,332665
		N_1 [KN]	179,488	N_2 [KN]	177,987	N_c [KN]	199,014872

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,63	μ	0,6
s [m]	0,175	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	5,25	0,35

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
53,91225	0,175	2,625

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,26	0,0875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	4,225	0,35

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
43,386525	0,175	7,3625

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,17115	0,175

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	3,225	0,31

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
29,332665	0,155	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$

Lunghezza della zona di influenza della parete

$L = 4,03 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		22,72	22,53

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	179,488	d ₁	0,23333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	177,987	d ₂	0,23333333	f ₂	10,075
Copertura	N _c	199,014872	d _c	0,20666667	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,3149781 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 608,35726 \Rightarrow \alpha_0 = 1,3197817$
 $M_r = 460,95295 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,6625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,7720403$
$\delta_{xw1} = 5,4 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,5440806$
$\delta_{xp1} = 2,625 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,26448363$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 63,573584 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9110432$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 14,211245 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 14,211245 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 4



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,35	B_2 [m]	0,35	B_3 [m]	0,31
Z [m]	0	H_1 [m]	5,25	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,23333333	d_2 [m]	0,23333333	d_c [m]	0,20666667
l [m]	1,63	P_1 [KN]	53,91225	P_2 [KN]	43,386525	P_3 [KN]	29,332665
		N_1 [KN]	112,97	N_2 [KN]	173,089	N_c [KN]	199,314872

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,63	μ	0,6
s [m]	0,175	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	5,25	0,35

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
53,91225	0,175	2,625

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,26	0,0875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	4,225	0,35

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
43,386525	0,175	7,3625

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,17115	0,175

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	3,225	0,31

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
29,332665	0,155	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$ Lunghezza della zona di influenza della parete
 $L = 4,03 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		14,3	21,91

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	112,97	d ₁	0,23333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	173,089	d ₂	0,23333333	f ₂	10,075
Copertura	N _c	199,314872	d _c	0,20666667	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,282256 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 566,15951 \Rightarrow \alpha_0 = 1,2282371$
 $M_r = 460,95295 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,6625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,7720403$
$\delta_{xw1} = 5,4 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,5440806$
$\delta_{xp1} = 2,625 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,26448363$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 57,381275 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9176342$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 13,13051 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 13,13051 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 5

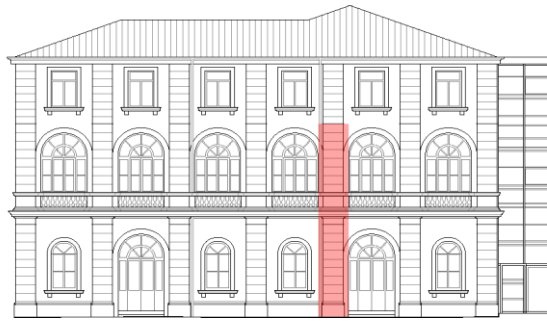


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,35	B_2 [m]	0,35	B_3 [m]	0,31
Z [m]	0	H_1 [m]	5,25	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,23333333	d_2 [m]	0,23333333	d_c [m]	0,20666667
l [m]	1,63	P_1 [KN]	53,91225	P_2 [KN]	43,386525	P_3 [KN]	29,332665
		N_1 [KN]	179,093	N_2 [KN]	179,014	N_c [KN]	199,314872

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,63	μ	0,6
s [m]	0,175	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	5,25	0,35

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
53,91225	0,175	2,625

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,26	0,0875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	4,225	0,35

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
43,386525	0,175	7,3625

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,17115	0,175

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	3,225	0,31

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
29,332665	0,155	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$ Lunghezza della zona di influenza della parete
 $L = 4,03 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		22,67	22,66

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	179,093	d ₁	0,23333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	179,014	d ₂	0,23333333	f ₂	10,075
Copertura	N _c	199,314872	d _c	0,20666667	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,315407 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 609,67032$
 $M_r = 460,95295 \cdot \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 1,3226303$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,6625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,7720403$
$\delta_{xw1} = 5,4 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,5440806$
$\delta_{xp1} = 2,625 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,26448363$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 63,672364 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9112182$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 14,239184 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 14,239184 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 6



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,35	B_2 [m]	0,35	B_3 [m]	0,31
Z [m]	0	H_1 [m]	5,25	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,23333333	d_2 [m]	0,23333333	d_c [m]	0,20666667
l [m]	1,63	P_1 [KN]	53,91225	P_2 [KN]	43,386525	P_3 [KN]	29,332665
		N_1 [KN]	178,777	N_2 [KN]	177,039	N_c [KN]	199,374872

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,63	μ	0,6
s [m]	0,175	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	5,25	0,35

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
53,91225	0,175	2,625

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,26	0,0875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	4,225	0,35

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
43,386525	0,175	7,3625

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,17115	0,175

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	3,225	0,31

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
29,332665	0,155	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$ Lunghezza della zona di influenza della parete
 $L = 4,03 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		22,63	22,41

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	178,777	d ₁	0,23333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	177,039	d ₂	0,23333333	f ₂	10,075
Copertura	N _c	199,374872	d _c	0,20666667	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,3143804 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 607,28407 \Rightarrow \alpha_0 = 1,3174535$
 $M_r = 460,95295 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,6625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,7720403$
$\delta_{xw1} = 5,4 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,5440806$
$\delta_{xp1} = 2,625 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,26448363$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 63,452956 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,9110433$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 14,186174 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 14,186174 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 7



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,35	B_2 [m]	0,35	B_3 [m]	0,31
Z [m]	0	H_1 [m]	5,25	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,23333333	d_2 [m]	0,23333333	d_c [m]	0,20666667
l [m]	1,35	P_1 [KN]	44,65125	P_2 [KN]	35,933625	P_3 [KN]	24,293925
		N_1 [KN]	68,098	N_2 [KN]	71,495	N_c [KN]	113,300861

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,35	μ	0,6
s [m]	0,175	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,35	5,25	0,35

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
44,65125	0,175	2,625

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,26	0,0875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,35	4,225	0,35

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
35,933625	0,175	7,3625

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,14175	0,175

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,35	3,225	0,31

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
24,293925	0,155	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$ Lunghezza della zona di influenza della parete
 $L = 2,56 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		8,62	9,05

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	68,098	d ₁	0,23333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	71,495	d ₂	0,23333333	f ₂	10,075
Copertura	N _c	113,300861	d _c	0,20666667	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1995413 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 312,13051 \Rightarrow \alpha_0 = 0,817586$
 $M_r = 381,77085 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,6625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,7720403$
$\delta_{xw1} = 5,4 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,5440806$
$\delta_{xp1} = 2,625 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,26448363$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 32,906777 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8987708$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 8,9238754 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 8,9238754 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto X

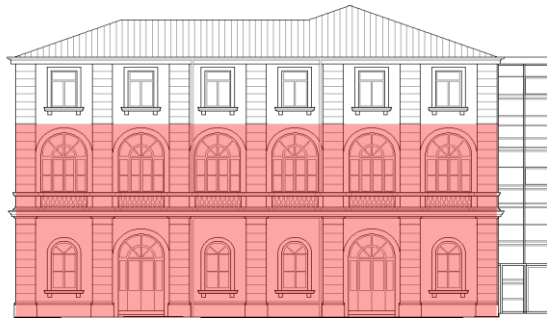


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,35	B_2 [m]	0,35	B_3 [m]	0,31
Z [m]	0	H_1 [m]	5,25	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,23333333	d_2 [m]	0,23333333	d_c [m]	0,20666667
l [m]	25,28	P_1 [KN]	836,136	P_2 [KN]	672,8904	P_3 [KN]	454,92624
		N_1 [KN]	966,328	N_2 [KN]	1027,237	N_c [KN]	1223,35101

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	25,28	μ	0,6
s [m]	0,175	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
25,28	5,25	0,35

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
836,136	0,175	2,625

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,26	0,0875

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
25,28	4,225	0,35

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
672,8904	0,175	7,3625

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
2,6544	0,175

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
25,28	3,225	0,31

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
454,92624	0,155	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$ $L = 25,28 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		122,32	130,03

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	966,328	d ₁	0,23333333	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	1027,237	d ₂	0,23333333	f ₂	10,075
Copertura	N _c	1223,35101	d _c	0,20666667	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1175267 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 4320,9329 \Rightarrow \alpha_0 = 0,6044098$
 $M_r = 7149,0126 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,6625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,7720403$
$\delta_{xw1} = 5,4 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,5440806$
$\delta_{xp1} = 2,625 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,26448363$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 466,35751 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8823835$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 6,7195947 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 6,7195947 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto Y - porzione 1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,58	B_2 [m]	0,42	B_3 [m]	0,34
Z [m]	0	H_1 [m]	5,25	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,38666667	d_2 [m]	0,28	d_c [m]	0,22666667
l [m]	1,98	P_1 [KN]	108,5238	P_2 [KN]	63,24318	P_3 [KN]	39,07926
		N_1 [KN]	31,6	N_2 [KN]	28,519	N_c [KN]	150,801451

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,98	μ	0,6
s [m]	0,29	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,98	5,25	0,58

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
108,5238	0,29	2,625

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
2,088	0,145

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,98	4,225	0,42

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
63,24318	0,21	7,3625

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,34452	0,21

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,98	3,225	0,34

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
39,07926	0,17	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$ Lunghezza della zona di influenza della parete
 $L = 3,15 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		4	3,61

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	31,6	d ₁	0,38666667	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	28,519	d ₂	0,28	f ₂	10,075
Copertura	N _c	150,801451	d _c	0,22666667	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1606815 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 337,78922 \Rightarrow \alpha_0 = 0,4500838$
 $M_r = 750,50289 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,6625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,7720403$
$\delta_{xw1} = 5,4 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,5440806$
$\delta_{xp1} = 2,625 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,26448363$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 36,821195 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8515243$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 5,1851987 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 5,1851987 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto Y - porzione 2

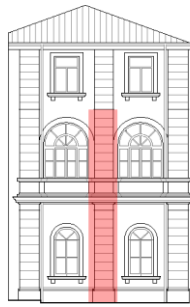


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,58	B_2 [m]	0,5	B_3 [m]	0,41
Z [m]	0	H_1 [m]	5,25	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,38666667	d_2 [m]	0,33333333	d_c [m]	0,27333333
l [m]	1,6	P_1 [KN]	87,696	P_2 [KN]	60,84	P_3 [KN]	38,0808
		N_1 [KN]	34,839	N_2 [KN]	31,442	N_c [KN]	193,870096

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,6	μ	0,6
s [m]	0,29	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,6	5,25	0,58

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
87,696	0,29	2,625

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
2,088	0,145

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,6	4,225	0,5

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
60,84	0,25	7,3625

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,2784	0,25

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,6	3,225	0,41

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
38,0808	0,205	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$

Lunghezza della zona di influenza della parete

$L = 4 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		4,41	3,98

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N_1	34,839	d_1	0,38666667	f_1
2° orizzontamento	N_2	31,442	d_2	0,33333333	f_2	10,075
Copertura	N_c	193,870096	d_c	0,27333333	f_c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,2105317 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 384,31022 \Rightarrow \alpha_0 = 0,5667151$
 $M_r = 678,1365 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,6625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,7720403$
$\delta_{xw1} = 5,4 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,5440806$
$\delta_{xp1} = 2,625 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,26448363$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 40,280981 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,879818$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 6,3188928 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 6,3188928 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto Y - porzione 3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224$ s

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,58	B_2 [m]	0,5	B_3 [m]	0,4
Z [m]	0	H_1 [m]	5,25	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,38666667	d_2 [m]	0,33333333	d_c [m]	0,26666667
l [m]	1,36	P_1 [KN]	74,5416	P_2 [KN]	51,714	P_3 [KN]	31,5792
		N_1 [KN]	17,143	N_2 [KN]	16,116	N_c [KN]	94,8859361

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,36	μ	0,6
s [m]	0,29	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,36	5,25	0,58

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
74,5416	0,29	2,625

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
2,088	0,145

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,36	4,225	0,5

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
51,714	0,25	7,3625

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,23664	0,25

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,36	3,225	0,4

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
31,5792	0,2	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$

Lunghezza della zona di influenza della parete

$L = 2,55 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		2,17	2,04

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N_1	17,143	d_1	0,38666667	f_1
2° orizzontamento	N_2	16,116	d_2	0,33333333	f_2	10,075
Copertura	N_c	94,8859361	d_c	0,26666667	f_c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1589914 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 228,41267$
 $M_r = 576,41603 \cdot \alpha_0 \Rightarrow \alpha_0 = 0,3962636$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,6625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,7720403$
$\delta_{xw1} = 5,4 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,5440806$
$\delta_{xp1} = 2,625 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,26448363$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 25,041362 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8520709$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 4,5622327 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 4,5622327 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto Y

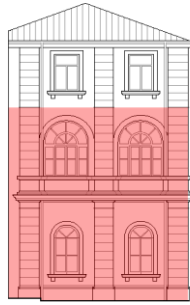


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,348224 \text{ s}$

con $H = 13,3$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,58	B_2 [m]	0,47	B_3 [m]	0,38
Z [m]	0	H_1 [m]	5,25	H_2 [m]	4,225	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,3	d_1 [m]	0,38666667	d_2 [m]	0,31333333	d_c [m]	0,25333333
l [m]	9,7	P_1 [KN]	531,657	P_2 [KN]	346,71195	P_3 [KN]	213,9723
		N_1 [KN]	83,74	N_2 [KN]	76,156	N_c [KN]	439,617483

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	9,7	μ	0,6
s [m]	0,29	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
9,7	5,25	0,58

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
531,657	0,29	2,625

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
2,088	0,145

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
9,7	4,225	0,47

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
346,71195	0,235	7,3625

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
1,6878	0,235

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
9,7	3,225	0,38

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
213,9723	0,19	11,0875

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,1} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,2} = 0,6$ - cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)

Carico sottotetto

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2$ con $\psi_{2,c} = 0,0$ - cat. H (coperture); neve

Carico copertura per metro lineare

$G = 29,492524 \quad \text{KN/m}$

Lunghezza della zona di influenza della parete

$L = 9,7 \quad \text{m}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Sottotetto
		10,6	9,64

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	83,74	d ₁	0,38666667	f ₁
2° orizzontamento	N ₂	76,156	d ₂	0,31333333	f ₂	10,075
Copertura	N _c	439,617483	d _c	0,25333333	f _c	13,3

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1311055 \quad \text{m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 1257,9475 \Rightarrow \alpha_0 = 0,3186076$
 $M_r = 3948,2664 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,925 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,6625 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,7720403$
$\delta_{xw1} = 5,4 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,5440806$
$\delta_{xp1} = 2,625 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,26448363$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1007557$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 143,38718 \quad \text{KN}$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e^* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8295606$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 3,7677058 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_0/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 3,7677058 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 1

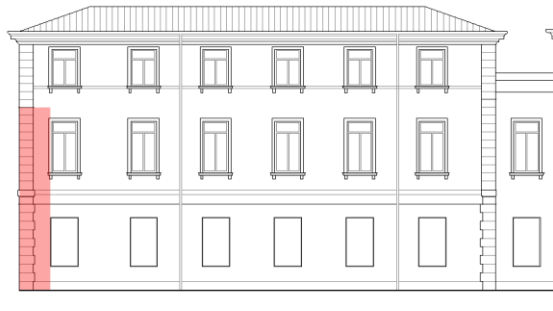


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,46	B_2 [m]	0,46	B_3 [m]	0,45
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,30666667	d_2 [m]	0,30666667	d_c [m]	0,3
l [m]	1,722	P_1 [KN]	73,429524	P_2 [KN]	64,0191384	P_3 [KN]	44,355276
		N_1 [KN]	14,615	N_2 [KN]	10,56	N_c [KN]	31,592

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,722	μ	0,6
s [m]	0,23	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,722	5,15	0,46

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
73,429524	0,23	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w1} [m]
1,656	0,115

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,722	4,49	0,46

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
64,0191384	0,23	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,237636	0,23

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,722	3,18	0,45

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
44,355276	0,225	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	1,85	1,92	3,59

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	14,615	d ₁	0,30666667	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	10,56	d ₂	0,30666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	31,592	d _c	0,3	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,104732 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 169,53267 \Rightarrow \alpha_0 = 0,2558974$
 $M_r = 662,50255 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 20,288934 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,827708$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 3,0328975 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 3,0328975 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 2

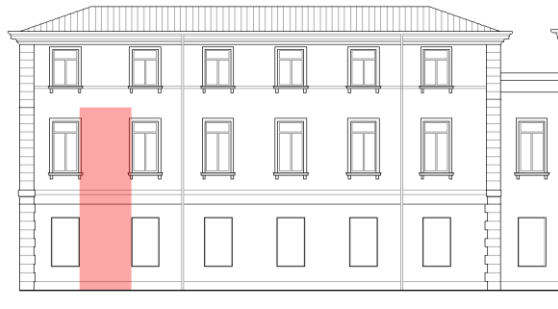


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778 \text{ s}$

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,46	B_2 [m]	0,46	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,30666667	d_2 [m]	0,30666667	d_c [m]	0,29333333
l [m]	2,82	P_1 [KN]	120,25044	P_2 [KN]	104,839704	P_3 [KN]	71,023392
		N_1 [KN]	116,209	N_2 [KN]	81,675	N_c [KN]	153,384

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	2,82	μ	0,6
s [m]	0,23	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,82	5,15	0,46

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
120,25044	0,23	2,575

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w1} [m]
1,656	0,115

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,82	4,49	0,46

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
104,839704	0,23	7,395

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,38916	0,23

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,82	3,18	0,44

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
71,023392	0,22	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	14,71	14,85	17,43

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	116,209	d ₁	0,30666667	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	81,675	d ₂	0,30666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	153,384	d _c	0,29333333	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,1727199 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 514,20859 \Rightarrow \alpha_0 = 0,4739536$
 $M_r = 1084,9345 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 57,358991 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8664437$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 5,3661702 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 5,3661702 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 3

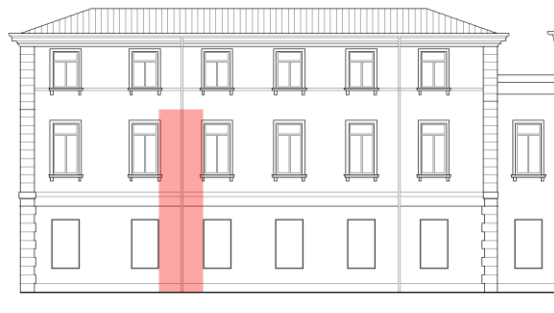


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_b = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s
 con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,47	B_2 [m]	0,46	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,31333333	d_2 [m]	0,30666667	d_c [m]	0,29333333
l [m]	2,44	P_1 [KN]	106,30836	P_2 [KN]	90,712368	P_3 [KN]	61,452864
		N_1 [KN]	116,367	N_2 [KN]	81,785	N_c [KN]	151,624

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	2,44	μ	0,6
s [m]	0,235	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,44	5,15	0,47

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
106,30836	0,235	2,575

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w1} [m]
1,692	0,1175

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,44	4,49	0,46

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
90,712368	0,23	7,395

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,34404	0,23

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,44	3,18	0,44

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
61,452864	0,22	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	14,73	14,87	17,23

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	116,367	d ₁	0,31333333	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	81,785	d ₂	0,30666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	151,624	d _c	0,29333333	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,1875878 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 488,29353 \Rightarrow \alpha_0 = 0,5169523$
 $M_r = 944,5619 \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 54,11435 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8698579$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 5,8300357 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 5,8300357 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 4

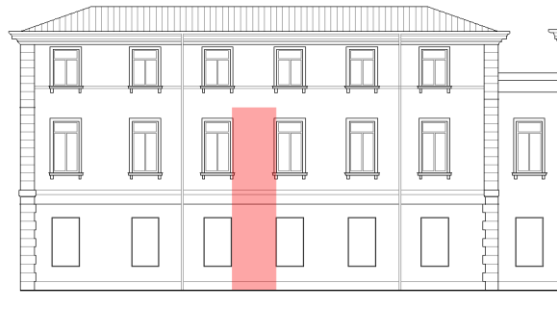


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778 \text{ s}$

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,47	B_2 [m]	0,46	B_3 [m]	0,45
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,31333333	d_2 [m]	0,30666667	d_c [m]	0,3
l [m]	2,46	P_1 [KN]	107,17974	P_2 [KN]	91,455912	P_3 [KN]	63,36468
		N_1 [KN]	116,209	N_2 [KN]	81,73	N_c [KN]	151,712

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	2,46	μ	0,6
s [m]	0,235	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,46	5,15	0,47

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
107,17974	0,235	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w1} [m]
1,692	0,1175

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,46	4,49	0,46

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
91,455912	0,23	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,34686	0,23

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,46	3,18	0,45

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
63,36468	0,225	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	14,71	14,86	17,24

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	116,209	d ₁	0,31333333	f ₁	5,45
1° orizzontamento	N ₁	116,209	d ₁	0,31333333	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	81,73	d ₂	0,30666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	151,712	d _c	0,3	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,1871007 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 491,15275 \Rightarrow \alpha_0 = 0,5157519$
 $M_r = 952,3043 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 54,413465 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8698136$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 5,8167933 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_{Rv} , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 5,8167933 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 5

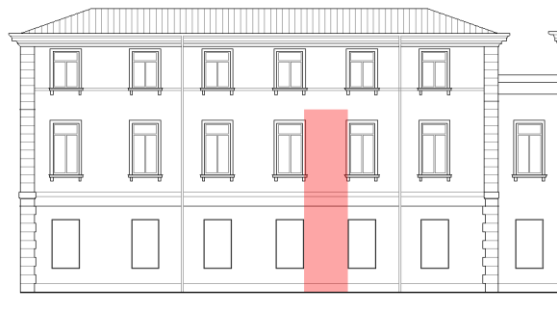


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,48	B_2 [m]	0,47	B_3 [m]	0,46
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,32	d_2 [m]	0,31333333	d_c [m]	0,30666667
l [m]	2,45	P_1 [KN]	109,0152	P_2 [KN]	93,06423	P_3 [KN]	64,50948
		N_1 [KN]	116,209	N_2 [KN]	81,675	N_c [KN]	151,8

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	2,45	μ	0,6
s [m]	0,24	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,45	5,15	0,48

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
109,0152	0,24	2,575

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w1} [m]
1,728	0,12

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,45	4,49	0,47

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
93,06423	0,235	7,395

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,3528	0,235

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,45	3,18	0,46

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
64,50948	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	14,71	14,85	17,25

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	116,209	d ₁	0,32	f ₁	5,45
1° orizzontamento	N ₁	116,209	d ₁	0,32	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	81,675	d ₂	0,31333333	f ₂	10,24
Copertura	N _c	151,8	d _c	0,30666667	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,189292 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 494,2836 \Rightarrow \alpha_0 = 0,5101365$
 $M_r = 968,92412 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 54,79089 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8692414$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 5,7572494 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_{Rv} , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 5,7572494 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 6

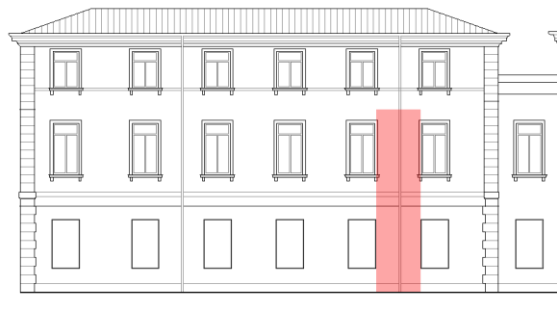


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,48	B_2 [m]	0,47	B_3 [m]	0,46
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,32	d_2 [m]	0,31333333	d_c [m]	0,30666667
l [m]	2,46	P_1 [KN]	109,46016	P_2 [KN]	93,444084	P_3 [KN]	64,772784
		N_1 [KN]	112,18	N_2 [KN]	78,595	N_c [KN]	147,048

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	2,46	μ	0,6
s [m]	0,24	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,46	5,15	0,48

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
109,46016	0,24	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w1} [m]
1,728	0,12

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,46	4,49	0,47

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
93,444084	0,235	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,35424	0,235

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,46	3,18	0,46

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
64,772784	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	14,2	14,29	16,71

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	112,18	d ₁	0,32	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	78,595	d ₂	0,31333333	f ₂	10,24
Copertura	N _c	147,048	d _c	0,30666667	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,1852385 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 483,8843 \Rightarrow \alpha_0 = 0,4973736$
 $M_r = 972,87891 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 53,753615 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8679038$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 5,6218617 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 5,6218617 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 7

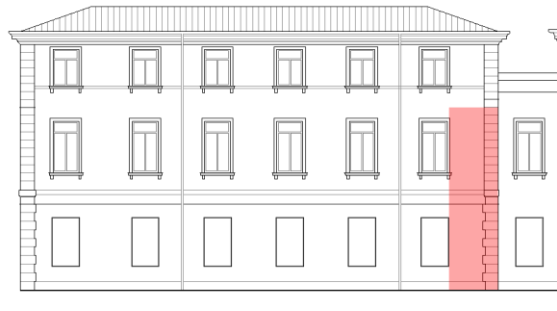


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778 \text{ s}$

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,48	B_2 [m]	0,46	B_3 [m]	0,46
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,32	d_2 [m]	0,30666667	d_c [m]	0,30666667
l [m]	2,66	P_1 [KN]	118,35936	P_2 [KN]	98,891352	P_3 [KN]	70,038864
		N_1 [KN]	19,829	N_2 [KN]	14,3	N_c [KN]	42,768

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	2,66	μ	0,6
s [m]	0,24	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,66	5,15	0,48

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
118,35936	0,24	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w1} [m]
1,728	0,12

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,66	4,49	0,46

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
98,891352	0,23	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,38304	0,23

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,66	3,18	0,46

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
70,038864	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	2,51	2,6	4,86

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	19,829	d ₁	0,32	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	14,3	d ₂	0,30666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	42,768	d _c	0,30666667	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1032794 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 254,04806 \Rightarrow \alpha_0 = 0,2452019$
 $M_r = 1036,0769 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 30,658306 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8210755$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 2,9296101 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 2,9296101 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 8

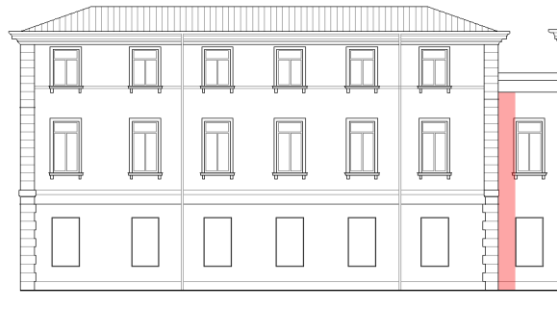


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,2820138$ s

con $H = 10,04$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	2	B_1 [m]	0,44	N_1 [KN]	10,191
Z [m]	0	H_1 [m]	4,6	B_2 [m]	0,44
H_{tot} [m]	10,04	d_1 [m]	0,29333333	H_2 [m]	4,84
l [m]	0,93	P_1 [KN]	33,88176	P_2 [KN]	35,649504

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,93	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,93	4,6	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
33,88176	0,22	2,3

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,93	4,84	0,44

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
35,649504	0,22	7,02

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,12276	0,22

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \text{ KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \text{ KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \text{ KN/m}^2$

Peso copertura

Carichi permanenti

$G_{1,c} = 2,8 \text{ KN/m}^2$

$G_{2,c} = 11,6 \text{ KN/m}^2 \quad (G_{\text{impianti}} = 10 \text{ KN}; G_{\text{pesi non strutturali}} = 1,6 \text{ KN})$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$Q_{1,c} = 0,8 \text{ KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{2,c} = 0,5 \text{ KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 14,4 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Copertura
	1,29	1,35

Orizzontamento	Carico [kN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	10,191	d ₁	0,29333333	f ₁
Copertura	N _c	19,44	d _c	0,29333333	f _c	10,04

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,081346 \quad \text{m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_c) + \mu(W_2+N_c)$$

$$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$$

Si ricava: $M_s = 61,633212 \Rightarrow \alpha_0 = 0,1877987$
 $M_r = 328,18757 \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,89 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,32 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,74014156$
$\delta_{xw1} = 4,75 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,48028311$
$\delta_{xp1} = 2,3 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,23255814$

$$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1011122$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 8,2647691 \quad \text{KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,8037887$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 2,2920272 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 2 \Rightarrow \gamma = 1,2$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \quad \text{m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \quad \text{m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \quad \text{m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 2,2920272 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 9

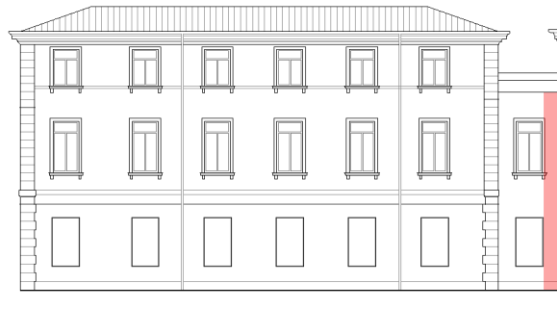


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,2820138$ s

con $H = 10,04$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	2	B_1 [m]	0,44	N_1 [KN]	8,216
Z [m]	0	H_1 [m]	4,6	B_2 [m]	0,44
H_{tot} [m]	10,04	d_1 [m]	0,29333333	H_2 [m]	4,84
l [m]	0,9	P_1 [KN]	32,7888	P_2 [KN]	34,49952

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,9	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,9	4,6	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
32,7888	0,22	2,3

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,9	4,84	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
34,49952	0,22	7,02

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,1188	0,22

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 11,6 \quad \text{KN/m}^2 \quad (G_{\text{impianti}} = 10 \text{ KN}; G_{\text{pesi non strutturali}} = 1,6 \text{ KN})$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 Q_{2,c} = 14,4 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Copertura
	1,04	1,11

Orizzontamento	Carico [kN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	1° orizzontamento	N ₁	8,216	d ₁	0,29333333	f ₁
Copertura	N _c	15,984	d _c	0,29333333	f _c	10,04

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,0776593 \text{ m}$$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_c) + \mu(W_2+N_c)$$

$$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$$

Si ricava: $M_s = 55,549079 \Rightarrow \alpha_0 = 0,1749022$
 $M_r = 317,60087 \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 9,89 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,32 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,74014156$
$\delta_{xw1} = 4,75 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,48028311$
$\delta_{xp1} = 2,3 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,23255814$

$$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,1011122$$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = 7,6061052 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = 0,800676$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a₀* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 2,142927 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 2 \Rightarrow \gamma = 1,2$$

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \Rightarrow q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R, calcolato per il periodo T₁ (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \quad \text{m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 2,142927 \quad \text{m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto S



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,47	B_2 [m]	0,46	B_3 [m]	0,45
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,31333333	d_2 [m]	0,30666667	d_c [m]	0,3
l [m]	25,11	P_1 [KN]	1094,01759	P_2 [KN]	933,519492	P_3 [KN]	646,78338
		N_1 [KN]	611,6575	N_2 [KN]	430,54	N_c [KN]	830,016

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	25,11	μ	0,6
s [m]	0,235	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
25,11	5,15	0,47

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
1094,01759	0,235	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w1} [m]
1,692	0,1175

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
25,11	4,49	0,46

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
933,519492	0,23	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
3,54051	0,23

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
25,11	3,18	0,45

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
646,78338	0,225	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	77,425	78,28	94,32

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	611,6575	d ₁	0,31333333	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	430,54	d ₂	0,30666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	830,016	d _c	0,3	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,1359548 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 3417,6292 \Rightarrow \alpha_0 = 0,3515909$
 $M_r = 9720,4719 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 393,30023 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8476435$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 4,0690532 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 4,0690532 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto U - porzione 1

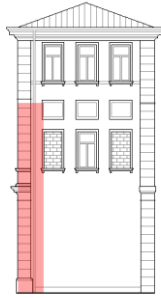


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,6204$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,46	B_3 [m]	0,46
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,30666667	d_c [m]	0,30666667
l [m]	1,42	P_1 [KN]	57,91896	P_2 [KN]	52,791624	P_3 [KN]	37,389168
		N_1 [KN]	22,752	N_2 [KN]	15,235	N_c [KN]	36,872

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,42	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,42	5,15	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
57,91896	0,22	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,42	4,49	0,46

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
52,791624	0,23	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,18744	0,23

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,42	3,18	0,46

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
37,389168	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	2,88	2,77	4,19

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	22,752	d ₁	0,29333333	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	15,235	d ₂	0,30666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	36,872	d _c	0,30666667	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1186955 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 165,64739 \Rightarrow \alpha_0 = 0,3070186$
 $M_r = 539,53538 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 19,323398 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8435116$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 3,5706114 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,7773066 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 3,5706114 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto U - porzione 2

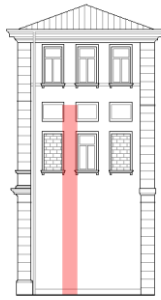


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,6204$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,46	B_3 [m]	0,46
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,30666667	d_c [m]	0,30666667
l [m]	0,84	P_1 [KN]	34,26192	P_2 [KN]	31,228848	P_3 [KN]	22,117536
		N_1 [KN]	36,972	N_2 [KN]	25,08	N_c [KN]	51,128

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,84	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,84	5,15	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
34,26192	0,22	2,575

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,84	4,49	0,46

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
31,228848	0,23	7,395

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,11088	0,23

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,84	3,18	0,46

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
22,117536	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,68	4,56	5,81

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
1° orizzontamento	N ₁	36,972	d ₁	0,29333333	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	25,08	d ₂	0,30666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	51,128	d _c	0,30666667	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,1807886 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 162,76821 \Rightarrow \alpha_0 = 0,5099865$
 $M_r = 319,16177 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 18,01147 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8726281$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 5,7332189 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,7773066 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 5,7332189 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto U - porzione 3

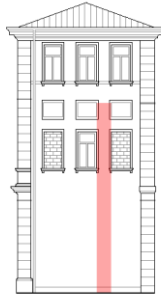


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,6204$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,46	B_3 [m]	0,46
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,30666667	d_c [m]	0,30666667
l [m]	0,84	P_1 [KN]	34,26192	P_2 [KN]	31,228848	P_3 [KN]	22,117536
		N_1 [KN]	36,972	N_2 [KN]	25,08	N_c [KN]	51,128

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,84	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,84	5,15	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
34,26192	0,22	2,575

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,84	4,49	0,46

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
31,228848	0,23	7,395

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,11088	0,23

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,84	3,18	0,46

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
22,117536	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,68	4,56	5,81

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	36,972	d ₁	0,29333333	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	25,08	d ₂	0,30666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	51,128	d _c	0,30666667	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,1807886 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 162,76821 \Rightarrow \alpha_0 = 0,5099865$
 $M_r = 319,16177 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 18,01147 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8726281$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 5,7332189 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,7773066 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 5,7332189 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto U - porzione 4



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,6204$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,46	B_2 [m]	0,46	B_3 [m]	0,46
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,30666667	d_2 [m]	0,30666667	d_c [m]	0,30666667
l [m]	1,33	P_1 [KN]	56,71386	P_2 [KN]	49,445676	P_3 [KN]	35,019432
		N_1 [KN]	21,014	N_2 [KN]	14,025	N_c [KN]	35,112

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,33	μ	0,6
s [m]	0,23	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,33	5,15	0,46

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
56,71386	0,23	2,575

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w1} [m]
1,656	0,115

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,33	4,49	0,46

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
49,445676	0,23	7,395

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,18354	0,23

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,33	3,18	0,46

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
35,019432	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	2,66	2,55	3,99

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	21,014	d ₁	0,30666667	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	14,025	d ₂	0,30666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	35,112	d _c	0,30666667	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1202084 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 156,14433 \Rightarrow \alpha_0 = 0,3051548$
 $M_r = 511,68896 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 18,251847 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8399448$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 3,5640059 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_{Rv} , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,7773066 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 3,5640059 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto U



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,6204$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,45	B_2 [m]	0,46	B_3 [m]	0,46
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,3	d_2 [m]	0,30666667	d_c [m]	0,30666667
l [m]	7,42	P_1 [KN]	309,5253	P_2 [KN]	275,854824	P_3 [KN]	195,371568
		N_1 [KN]	117,631	N_2 [KN]	79,475	N_c [KN]	174,24

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	7,42	μ	0,6
s [m]	0,225	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
7,42	5,15	0,45

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
309,5253	0,225	2,575

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w1} [m]
1,62	0,1125

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
7,42	4,49	0,46

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
275,854824	0,23	7,395

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
1,0017	0,23

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
7,42	3,18	0,46

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
195,371568	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	14,89	14,45	19,8

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	117,631	d ₁	0,3	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	79,475	d ₂	0,30666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	174,24	d _c	0,30666667	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,1167169 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 842,0421 \Rightarrow \alpha_0 = 0,2968099$
 $M_r = 2836,9741 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 98,8288 \quad \text{KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,839607$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 3,4679384 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,7773066 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 3,4679384 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778 \text{ s}$

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,42	B_3 [m]	0,42
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,28	d_c [m]	0,28
l [m]	1,32	P_1 [KN]	51,39288	P_2 [KN]	44,806608	P_3 [KN]	31,733856
		N_1 [KN]	15,484	N_2 [KN]	10,78	N_c [KN]	32,824

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,32	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,32	5,15	0,42

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
51,39288	0,21	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,32	4,49	0,42

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
44,806608	0,21	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,16632	0,21

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,32	3,18	0,42

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
31,733856	0,21	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	1,96	1,96	3,73

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	15,484	d ₁	0,28	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	10,78	d ₂	0,28	f ₂	10,24
Copertura	N _c	32,824	d _c	0,28	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,1072157 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 137,58812 \Rightarrow \alpha_0 = 0,2967298$
 $M_r = 463,68153 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 16,13654 \quad \text{KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8388963$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 3,469939 \quad \text{m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_{Rv} , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \quad \text{m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \quad \text{m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \quad \text{m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \quad \text{m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 3,469939 \quad \text{m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 2



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778 \text{ s}$

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,42	B_3 [m]	0,42
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,28	d_c [m]	0,28
l [m]	1,63	P_1 [KN]	63,46242	P_2 [KN]	55,329372	P_3 [KN]	39,186504
		N_1 [KN]	115,814	N_2 [KN]	80,685	N_c [KN]	151,184

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,63	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	5,15	0,42

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
63,46242	0,21	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	4,49	0,42

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
55,329372	0,21	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,20538	0,21

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	3,18	0,42

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
39,186504	0,21	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	14,66	14,67	17,18

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	115,814	d ₁	0,28	f ₁	5,45
1° orizzontamento	N ₁	115,814	d ₁	0,28	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	80,685	d ₂	0,28	f ₂	10,24
Copertura	N _c	151,184	d _c	0,28	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,2334564 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 426,12081 \Rightarrow \alpha_0 = 0,7442165$
 $M_r = 572,57644 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 45,909079 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,887637$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 8,2249431 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 8,2249431 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,41	B_3 [m]	0,41
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,27333333	d_c [m]	0,27333333
l [m]	1,61	P_1 [KN]	62,68374	P_2 [KN]	53,349282	P_3 [KN]	37,784124
		N_1 [KN]	116,762	N_2 [KN]	81,29	N_c [KN]	152,416

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,61	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	5,15	0,42

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
62,68374	0,21	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	4,49	0,41

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
53,349282	0,205	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,20286	0,205

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	3,18	0,41

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
37,784124	0,205	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	14,78	14,78	17,32

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	116,762	d ₁	0,28	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	81,29	d ₂	0,27333333	f ₂	10,24
Copertura	N _c	152,416	d _c	0,27333333	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,2357143 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 425,55123 \Rightarrow \alpha_0 = 0,7654782$
 $M_r = 555,92857 \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 45,795047 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8878447$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 8,4579452 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_{Rv} , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 8,4579452 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 4

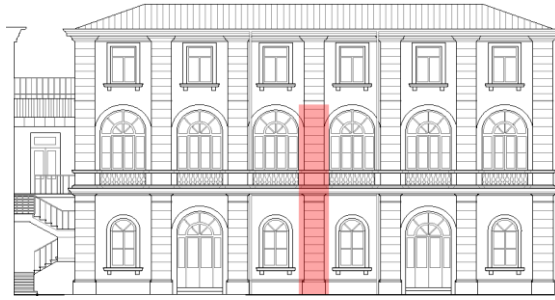


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,4	B_3 [m]	0,4
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,26666667	d_c [m]	0,26666667
l [m]	1,62	P_1 [KN]	63,07308	P_2 [KN]	52,37136	P_3 [KN]	37,09152
		N_1 [KN]	116,841	N_2 [KN]	81,4	N_c [KN]	152,68

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,62	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,62	5,15	0,42

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
63,07308	0,21	2,575

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,62	4,49	0,4

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
52,37136	0,2	7,395

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,20412	0,2

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,62	3,18	0,4

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
37,09152	0,2	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	14,79	14,8	17,35

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	116,841	d ₁	0,28	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	81,4	d ₂	0,26666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	152,68	d _c	0,26666667	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,2338764 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 424,60349 \Rightarrow \alpha_0 = 0,7724285$
 $M_r = 549,69939 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 45,691919 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8872953$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 8,5400244 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 8,5400244 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 5



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,4	B_3 [m]	0,4
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,26666667	d_c [m]	0,26666667
l [m]	1,62	P_1 [KN]	61,57134	P_2 [KN]	52,37136	P_3 [KN]	37,09152
		N_1 [KN]	117,157	N_2 [KN]	81,565	N_c [KN]	153,12

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,62	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,62	5,15	0,41

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
61,57134	0,205	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,62	4,49	0,4

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
52,37136	0,2	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,19926	0,2

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,62	3,18	0,4

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
37,09152	0,2	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
 Peso copertura
 Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	14,83	14,83	17,4

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	117,157	d ₁	0,27333333	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	81,565	d ₂	0,26666667	f ₂	10,24
Copertura	N _c	153,12	d _c	0,26666667	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,2335886 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 425,25405 \Rightarrow \alpha_0 = 0,7790927$
 $M_r = 545,83241 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 45,69911 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8885283$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 8,6017513 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_{Rv} , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 8,6017513 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 6



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,41	B_3 [m]	0,41
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,27333333	d_c [m]	0,27333333
l [m]	1,61	P_1 [KN]	61,19127	P_2 [KN]	53,349282	P_3 [KN]	37,784124
		N_1 [KN]	115,735	N_2 [KN]	80,63	N_c [KN]	151,712

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,61	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	5,15	0,41

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
61,19127	0,205	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	4,49	0,41

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
53,349282	0,205	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,19803	0,205

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	3,18	0,41

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
37,784124	0,205	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	14,65	14,66	17,24

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	115,735	d ₁	0,27333333	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	80,63	d ₂	0,27333333	f ₂	10,24
Copertura	N _c	151,712	d _c	0,27333333	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3 f_c l} = 0,2338862 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 423,21687 \Rightarrow \alpha_0 = 0,7665785$
 $M_r = 552,08546 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 45,491083 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8888451$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 8,4605693 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 8,4605693 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 7



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,41	B_3 [m]	0,41
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,27333333	d_c [m]	0,27333333
l [m]	1,33	P_1 [KN]	50,54931	P_2 [KN]	44,071146	P_3 [KN]	31,212972
		N_1 [KN]	15,247	N_2 [KN]	10,615	N_c [KN]	32,736

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,33	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,33	5,15	0,41

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
50,54931	0,205	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,33	4,49	0,41

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
44,071146	0,205	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,16359	0,205

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,33	3,18	0,41

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
31,212972	0,205	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
 Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	1,93	1,93	3,72

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	15,247	d ₁	0,27333333	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	10,615	d ₂	0,27333333	f ₂	10,24
Copertura	N _c	32,736	d _c	0,27333333	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,1049273 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 135,63128 \Rightarrow \alpha_0 = 0,297391$
 $M_r = 456,0706 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 15,917454 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8391969$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 3,4764253 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 3,4764253 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI DAL PIANO DI UNA PARETE TRATTENUTA DA UN CORDOLO

Complesso Cavalli - Prospetto V

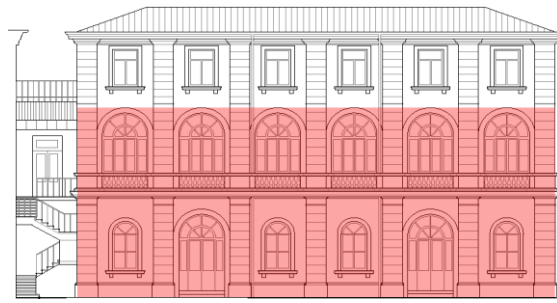


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_C = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,41	B_3 [m]	0,41
Z [m]	0	H_1 [m]	5,15	H_2 [m]	4,49	H_3 [m]	3,18
H_{tot} [m]	13,42	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,27333333	d_c [m]	0,27333333
l [m]	25,24	P_1 [KN]	982,69416	P_2 [KN]	836,357688	P_3 [KN]	592,342416
		N_1 [KN]	597,872	N_2 [KN]	426,91	N_c [KN]	826,672

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	25,24	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
25,24	5,15	0,42

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
982,69416	0,21	2,575

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
25,24	4,49	0,41

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
836,357688	0,205	7,395

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
3,18024	0,205

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
25,24	3,18	0,41

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
592,342416	0,205	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
Soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$
Peso copertura
Carichi permanenti
 $G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$
 $G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$
Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)
 $Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$
 Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)
 $Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$

Carico secondo orizzontamento

$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$

Carico copertura

$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	75,68	77,62	93,94

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	597,872	d ₁	0,28	f ₁	5,45
1° orizzontamento	N ₁	597,872	d ₁	0,28	f ₁	5,45
2° orizzontamento	N ₂	426,91	d ₂	0,27333333	f ₂	10,24
Copertura	N _c	826,672	d _c	0,27333333	f _c	13,42

ARRETRAMENTO t DELLA CERNIERA RISPETTO ALLO SPIGOLO

$t = \frac{2 \sum W_i}{3f_c l} = 0,1268089 \text{ m}$

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO DI RIBALTAMENTO FUORI PIANO

$M_s = P_1(b_1-t) + W_1(b_{w1}-t) + P_2(b_2-t) + W_2(b_{w2}-t) + \mu(W_1+N_1+P_2+W_2+N_2+P_3+N_c) + \mu(W_2+N_2+P_3+N_c)$

$M_r = \alpha P_1 h_1 + \alpha P_2 h_2$

Si ricava: $M_s = 3227,7335 \Rightarrow \alpha_0 = 0,3703524$
 $M_r = 8715,3026 \cdot \alpha_0$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{xw2} = 10,09 \theta$	$\delta_{xw2} = 1$
$\delta_{xp2} = 7,695 \theta$	$\delta_{xp2} = 0,76263627$
$\delta_{xw1} = 5,3 \theta$	$\delta_{xw1} = 0,52527255$
$\delta_{xp1} = 2,575 \theta$	$\delta_{xp1} = 0,25520317$

$\delta_{xw2} = 1 \Rightarrow \theta = 0,099108$

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$M^* = 370,32906 \text{ KN}$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$e^* = 0,8512932$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = 4,2678099 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

$$\psi(Z) = Z/H = 0$$

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 3 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2857143$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 = 2,25 \quad \text{con edifici irregolari in elevazione} \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_{Rv} , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } T_B \leq T_1 < T_C$$

Affinchè il cinematisimo risulti verificato, deve valere (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 0,72075 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 4,2678099 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

MECCANISMO DI FLESSIONE VERTICALE
Complesso Cavalli - Prospetto A - porzione 1

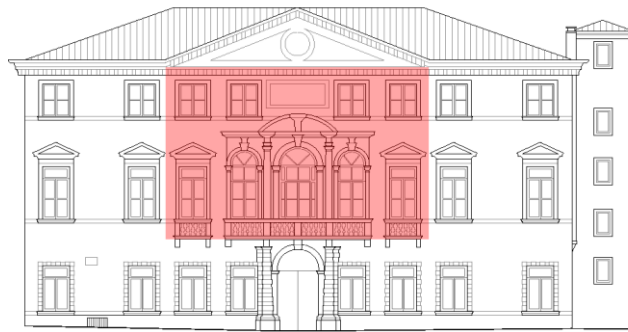


Figura 1: Prospetto

LOCALIZZAZIONE

Regione: Veneto Provincia: Padova Comune: Padova
Coordinate: Latitudine: 45,41237 Longitudine: 11,878253
Quota: $a_s \leq 200$ m s.l.m.

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Amplificazione stratigrafica:

$$\text{Coefficiente } S_S: \quad 1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g \geq 1,50 \quad \Rightarrow \quad S_S = 1,5$$

$$\text{Coefficiente } C_C: \quad C_C = 1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33} \quad \Rightarrow \quad C_C = 1,4961002$$

Amplificazione topografica:

Categoria topografica T_1

$$\text{Coefficiente } S_T: \quad S_T = 1,00$$

$$\text{Coefficiente di categoria sottosuolo e condizioni topografiche:} \quad S = S_S \cdot S_T \quad \Rightarrow \quad S = 1,5$$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Vita nominale: $V_N = 50$

Classe d'uso II : Costruzione in cui si preveda normali affollamenti

Coefficiente d'uso: $C_U = 1,5$

Periodo di riferimento dell'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U = 75$

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Probabilità di superamento: $P_{VR} = 10\% = 0,10$

Periodo di ritorno: $T_R = 712$ anni

Accelerazione orizzontale massima al sito:

$$a_g = 0,961$$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

$$F_0 = 2,604$$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale:

$$T_C^* = 0,342$$

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,036	2,545	0,242
SLD	75	0,043	2,533	0,279
SLV	712	0,098	2,604	0,342
SLC	1462	0,125	2,599	0,355

Tabella 1: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun SL

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = C_c \cdot T_C^* = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = T_c/3 = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 4a_g/g + 1,6 = 1,9918451$ s

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,3616873 \text{ s}$

con $C_1 = 0,05$

$H = 13,99$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Sulla base delle informazioni che sono state acquisite sul fabbricato, si assumono i seguenti dati (tabella C8.A.2.1):

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a compressione della muratura	$f_m =$	2400	KN/m ²
		4000	KN/m ²
Resistenza media a taglio della muratura	$\tau_0 =$	60	KN/m ²
		92	KN/m ²
Valore medio del modulo di elasticità normale	$E =$	1200000	KN/m ²
		1800000	KN/m ²
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	$G =$	400000	KN/m ²
		600000	KN/m ²
Peso specifico medio della muratura	$w =$	18	KN/m ³

Si assume come livello di conoscenza: LC1 - conoscenza limitata (C8.A.1)

Da cui si ricava:

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato
Coefficiente correttivo	1,5	1,5	/	1,3	0,7	1,5	1,5

Coefficiente Complessivo: 1

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico		Rilievo materico e dei dettagli costruttivi		Proprietà meccaniche dei materiali		Terreno e fondazioni	
Rilievo geometrico completo		Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi		Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili		Limitate indagini sul terreno e fondazioni, senza dati geologici e disponibilità di informazioni sulle fondazioni	
F_{C1}	0,05	F_{C2}	0,12	F_{C3}	0,12	F_{C4}	0,06

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = \frac{f_m \cdot \text{coeff correttivo}}{F_C \cdot \gamma_m} = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

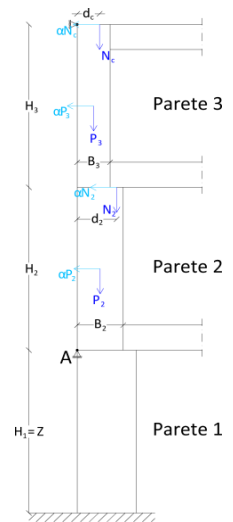
Resistenza a taglio:

$$f_v = \frac{\tau_m \cdot \text{coeff correttivo}}{F_C \cdot \gamma_m} = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici (Figura 2):

- B_i spessore della parete i-esima
- H_i altezza della parete i-esima
- d_i braccio del carico del solaio i-esimo rispetto allo spigolo esterno della parete
- P_i peso della parete i-esima
- N_i carico del solaio gravante sulla parete i-esima
- N numero di piani dell'edificio
- Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi
- H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione



DATI DELLA PARETE

N	2	B_2 [m]	0,44	d_c [m]	0,29333333	N_c [KN]	171,656722
Z [m]	4,8	H_2 [m]	2,74680154	P [KN]	300,601224	H_{2+3}	9,19
H_{tot} [m]	13,99	B_3 [m]	0,44	P_2 [KN]	210,754444	x	3,3457095
l [m]	4,13	H_3 [m]	6,44319846	P_3 [KN]	89,8467795		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
4,13	5,34	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
210,754444	0,22	1,373400768

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
4,13	3,85	0,44

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
89,8467795	0,22	5,968400768

Materiali dei solai

Materiale	Pesi per unità di volume [KN/m ³]	Spessori [m]
Legno	6	/
Terrazzo alla veneziana	24	0
Massetto	20	0,2
Pavimento in mattonelle di graniglia	21	0,025

Peso dei solai

Peso copertura

Carichi permanenti

$G_{1,c}$ - Peso m ² piano copertura strutturale	3,0137688	KN/m ²
$G_{2,c}$ - Peso m ² piano copertura non strutturale	0,63850188	KN/m ²

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$Q_{1,c} - q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8$	carico neve sulla copertura [KN/m ²]
$\mu_i = 0,8$	coefficiente di forma della copertura
$q_{sk} = 1$	valore caratteristico di riferimento del carico neve - Padova: zona II con $a_s \leq 200$ m
$C_E = 1$	coefficiente di esposizione
$C_t = 1$	coefficiente termico

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

Q _{2,c} - Cat. H1 (coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione)	0,5	KN/m ²
---	-----	-------------------

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \text{ KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture)}$$

$$\text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{neve (quota } \leq 1000 \text{ m s.l.m.)}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	47

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	171,656722	d _c	0,29333333	f _c

PRINCIPIO DEI LAVORI VIRTUALI (NTC 2008 - Allegato C8A.4)

Il moltiplicatore α_0 si ricava in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale delle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale alla catena cinematica.

$$L_{est} = L_{int} \Rightarrow H_2 \cdot \theta = H_3 \cdot \rho \Rightarrow \rho = (H_2/H_3)\theta$$

$$\text{Imponendo una rotazione virtuale al corpo 2:} \quad \theta = 1$$

$$\text{Il corpo 3 ruota, di conseguenza, di:} \quad \rho = 0,4263102$$

Spostamenti:

$$\begin{aligned} \delta_{P_{2Y}} &= (B_2/2)\theta = 0,22 \cdot \theta & \delta_{P_{2X}} &= (H_2/2)[(x-1)/x]\theta = 0,9629046 \cdot \theta \\ \delta_{P_{3Y}} &= (B_3/2)(1+x)\theta = 0,9560561 \cdot \theta & \delta_{P_{3X}} &= (H_3/2)[(x-1)/x]\theta = 2,2586946 \cdot \theta \\ \delta_{N_{CY}} &= (1+x)d_c\theta = 1,2747415 \cdot \theta & \delta_{N_{CX}} &= [(x-1)/x]H\theta - (1/x)H\rho = 5,2722088 \cdot \theta \end{aligned}$$

Applicazione del Principio dei Lavori Virtuali:

$$P_2\delta_{P_{2Y}} + P_3\delta_{P_{3Y}} + N_C\delta_{N_{CY}} = \alpha_0 P_2\delta_{P_{2X}} + \alpha_0 P_3\delta_{P_{3X}} + \alpha_0 N_C\delta_{N_{CX}} \Rightarrow \alpha_0 = 0,2678214$$

ANALISI CINEMATICA LINEARE

Spostamenti virtuali	Spostamenti virtuali unitari
$\delta_{X_{NC}} = 5,27220882\theta$	$\delta_{X_{NC}} = 1,91939925$
$\delta_{X_{P3}} = 2,25869458\theta$	$\delta_{X_{P3}} = 0,82229988$
$\delta_{X_{P2}} = 0,96290465\theta$	$\delta_{X_{P2}} = 0,35055487$
$\delta_{Y_{NC}} = 1,27474145\theta$	$\delta_{Y_{NC}} = 0,46408211$
$\delta_{Y_{P3}} = 2,25869458\theta$	$\delta_{Y_{P3}} = 0,82229988$
$\delta_{Y_{P2}} = 0,22 \theta$	$\delta_{Y_{P2}} = 0,08009315$
$\delta_{XC} = 2,74680154\theta$	$\delta_{XC} = 1$

$$\delta_{X_{NC}} = 1 \Rightarrow \theta = 0,3640598$$

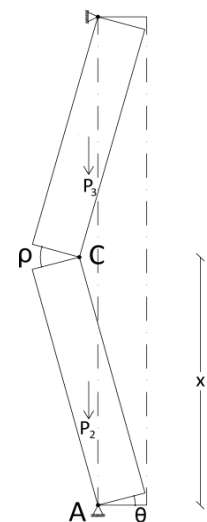


Figura 3

MASSA PARTECIPANTE AL CINEMATISMO M* (eq. C8A.4.3, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$M^* = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} = 32,28825 \text{ KN}$$

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e* (eq. C8A.4.2.2, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0,6707092$$

ACCELERAZIONE SISMICA SPETTRALE a_0^* (eq. C8A.4.4, Circ. n. 617 del 2/2/2009)

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^*} = 3,9172384 \text{ m/s}^2$$

VERIFICA DELLO SLV CON ANALISI LINEARE

Primo modo di vibrare nella direzione considerata, in assenza di valutazioni più accurate:

$$\psi(Z) = Z/H = 0,6715511$$

Coefficiente di partecipazione modale, in assenza di valutazioni più accurate:

$$\gamma = 3N/(2N+1) \quad N = \text{numero di piani} = 2 \quad \Rightarrow \quad \gamma = 1,2$$

Fattore di struttura:

$$q = 2,0 \alpha_u/\alpha_1 \quad \text{con edifici regolari in elevazione}$$

$$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1 \quad \text{negli altri casi}$$

$$\text{con } \alpha_u/\alpha_1 = 1,5$$

$$q = 2,25 \quad \Rightarrow \quad q = 2 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

Spettro di risposta elastico in funzione di P_{VR} e di V_R , calcolato per il periodo T_1 (NTC 2008 - eq. 3.2.4):

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta \quad \Rightarrow \quad S_e(T_1) = 3,753666 \text{ m/s}^2 \quad \text{con } \eta = 1 \text{ per smorzamenti } \xi = 5\% - \text{fattore che altera lo spettro elastico}$$

con $T_B \leq T_1 < T_C$

Affinchè il cinematismo risulti verificato, l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo deve verificare entrambe le disequazioni seguenti (Circ. n. 617 del 2/2/2009 - eq. C8A.4.9 e eq. C8A.4.10):

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,72075 \text{ m/s}^2 \quad \text{per elemento isolato o porzione sostanzialmente appoggiata a terra e per porzioni in quota}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,5124671 \text{ m/s}^2 \quad \text{per porzione della costruzione posta a una certa quota}$$

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q} ; \frac{S_e \cdot (T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right) = 1,5124671 \text{ m/s}^2$$

Si ha $a_0^* = 3,9172384 \text{ m/s}^2$ Per cui la porzione di edificio risulta: VERIFICATA

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto E - porzione 1 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276 \text{ s}$

con $H = 13,29$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,21
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	15,15
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,315	N_c [KN]	59,93
l [m]	0,83	H_3 [m]	3,22		

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,83	3,22	0,315

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
15,153642	0,1575	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Carico copertura per metro lineare

Lunghezza della zona di influenza della parete

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 1,62 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	2,026

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	59,9338888	d _c	0,21	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3528352$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1802265 \text{ s}$$

$$m = 1861,1009 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0026047 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6668585 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,67 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 0,7173541 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 67,51071 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 258,21652 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 18,441953 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 18,441953 > 0,7173541 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto E - porzione 2 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ scon $H = 13,29$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,21
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	39,62
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,315	N_c [KN]	137,88
l [m]	2,17	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,17	3,22	0,315

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
39,618558	0,1575	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Carico copertura per metro lineare

Lunghezza della zona di influenza della parete

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 3,07 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	7,89

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	137,882049	d _c	0,21	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3528352$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1802265 \text{ s}$$

$$m = 1861,1009 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0026047 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6668585 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,67 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,8754919 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 157,69133 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 230,69465 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 118,85443 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 118,85443 > 1,8754919 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto E - porzione 3 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ s
 con $H = 13,29$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,21
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	39,98
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,315	N_c [KN]	150,21
l [m]	2,19	H_3 [m]	3,22		

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,19	3,22	0,315

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
39,983706	0,1575	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Carico copertura per metro lineare

Lunghezza della zona di influenza della parete

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 3,13 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	9,65

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	150,2116	d _c	0,21	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3528352$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1802265 \text{ s}$$

$$m = 1861,1009 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0026047 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6668585 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,67 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,8927776 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 170,20345 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 246,72531 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 125,51308 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 125,51308 > 1,8927776 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto E - porzione 4 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ scon $H = 13,29$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,21
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	39,618558
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,315	N_c [KN]	160,29
l [m]	2,17	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,17	3,22	0,315

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
39,618558	0,1575	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Carico copertura per metro lineare

Lunghezza della zona di influenza della parete

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 3,13 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	11,33

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	160,2916	d _c	0,21	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3528352$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1802265 \text{ s}$$

$$m = 1861,1009 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0026047 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6668585 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,67 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,8754919 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 180,10088 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 263,47872 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 127,26591 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 127,26591 > 1,8754919 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto E - porzione 5 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ s

con $H = 13,29$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,21
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	37,245096
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,315	N_c [KN]	118,76
l [m]	2,04	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Secondo*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,04	3,22	0,315

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
37,245096	0,1575	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

*Carico copertura per metro lineare**Lunghezza della zona di influenza della parete*

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 3,51 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	2,54

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	118,758759	d _c	0,21	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3528352$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1802265 \text{ s}$$

$$m = 1861,1009 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0026047 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6668585 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,67 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,7631353 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 137,38131 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 213,78977 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 100,47846 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 100,47846 > 1,7631353 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto E - porzione 6 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ scon $H = 13,29$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,21
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	18,622548
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,315	N_c [KN]	49,82
l [m]	1,02	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,02	3,22	0,315

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
18,622548	0,1575	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Carico copertura per metro lineare

Lunghezza della zona di influenza della parete

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 1,49 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	0,98

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	49,8238607	d _c	0,21	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3528352$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1802265 \text{ s}$$

$$m = 1861,1009 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0026047 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6668585 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,67 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 0,8815676 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 59,135135 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 184,04959 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 22,812355 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 22,812355 > 0,8815676 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto G - porzione 1 - Secondo Piano

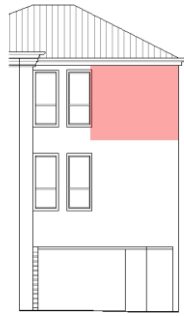


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ s

con $H = 13,29$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,22
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	87,02694
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,33	N_c [KN]	174,41
l [m]	4,55	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Secondo*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
4,55	3,22	0,33

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
87,02694	0,165	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

*Carico copertura per metro lineare**Lunghezza della zona di influenza della parete*

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 5,22 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	3,41

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	174,410975	d _c	0,22	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,34494$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1720344 \text{ s}$$

$$m = 1949,7248 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0029948 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6829836 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,94 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 4,0275731 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 217,92445 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 145,13783 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 400,54202 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 400,54202 > 4,0275731 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 1 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \implies S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276 \text{ s}$

con $H = 13,29$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,20666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	29,826216
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,31	N_c [KN]	113,48
l [m]	1,66	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,66	3,22	0,31

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
29,826216	0,155	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Carico copertura per metro lineare

Lunghezza della zona di influenza della parete

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 2,56 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	6,33

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	113,480861	d _c	0,20666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,355615$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1831334 \text{ s}$$

$$m = 1831,5596 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0024826 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6614439 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,58 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,4230589 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 128,39397 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 249,50247 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 71,376031 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 71,376031 > 1,4230589 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 2 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ s

con $H = 13,29$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,20666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	48,153168
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,31	N_c [KN]	199,49
l [m]	2,68	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Secondo*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,68	3,22	0,31

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
48,153168	0,155	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

*Carico copertura per metro lineare**Lunghezza della zona di influenza della parete*

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 4,04 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	13,39

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	199,489797	d _c	0,20666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,355615$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1831334 \text{ s}$$

$$m = 1831,5596 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0024826 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6614439 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,58 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,2974686 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 223,56638 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 269,09771 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 192,88129 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 192,88129 > 2,2974686 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 3 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ scon $H = 13,29$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,20666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	48,153168
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,31	N_c [KN]	199,01
l [m]	2,68	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,68	3,22	0,31

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
48,153168	0,155	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Carico copertura per metro lineare

Lunghezza della zona di influenza della parete

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 4,03 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	13,36

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	199,014872	d _c	0,20666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,355615$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1831334 \text{ s}$$

$$m = 1831,5596 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0024826 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6614439 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,58 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,2974686 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 223,09146 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 268,52607 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 192,69773 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 192,69773 > 2,2974686 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 4 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ s

con $H = 13,29$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,20666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	48,153168
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,31	N_c [KN]	199,31
l [m]	2,68	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Secondo*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,68	3,22	0,31

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
48,153168	0,155	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

*Carico copertura per metro lineare**Lunghezza della zona di influenza della parete*

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 4,03 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	13,41

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	199,314872	d _c	0,20666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,355615$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1831334 \text{ s}$$

$$m = 1831,5596 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0024826 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6614439 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,58 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,2974686 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 223,39146 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 268,88716 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 192,81379 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 192,81379 > 2,2974686 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 5 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ scon $H = 13,29$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,20666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	48,153168
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,31	N_c [KN]	199,31
l [m]	2,68	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,68	3,22	0,31

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
48,153168	0,155	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Carico copertura per metro lineare

Lunghezza della zona di influenza della parete

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 4,03 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	13,41

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	199,314872	d _c	0,20666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,355615$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1831334 \text{ s}$$

$$m = 1831,5596 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0024826 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6614439 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,58 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,2974686 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 223,39146 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 268,88716 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 192,81379 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 192,81379 > 2,2974686 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 6 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ s

con $H = 13,29$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,20666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	48,332844
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,31	N_c [KN]	199,37
l [m]	2,69	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Secondo*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,69	3,22	0,31

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
48,332844	0,155	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Carico copertura per metro lineare

Lunghezza della zona di influenza della parete

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 4,03 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	13,42

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	199,374872	d _c	0,20666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,355615$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1831334 \text{ s}$$

$$m = 1831,5596 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0024826 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6614439 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,58 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,3060412 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 223,54129 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 268,06727 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 193,98932 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 193,98932 > 2,3060412 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto X - porzione 7 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ s

con $H = 13,29$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,20666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	30,365244
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,31	N_c [KN]	113,30
l [m]	1,69	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,69	3,22	0,31

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
30,365244	0,155	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Carico copertura per metro lineare

Lunghezza della zona di influenza della parete

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 2,56 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	6,3

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	113,300861	d _c	0,20666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,355615$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1831334 \text{ s}$$

$$m = 1831,5596 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0024826 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6614439 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,58 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,4487768 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 128,48348 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 245,24429 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 73,328494 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 73,328494 > 1,4487768 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto Y - porzione 1 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ s
 con $H = 13,29$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma_m = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,19333333
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	28,406196
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,29	N_c [KN]	150,80
l [m]	1,69	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Secondo*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,69	3,22	0,29

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
28,406196	0,145	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

*Carico copertura per metro lineare**Lunghezza della zona di influenza della parete*

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 3,15 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	9,65

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	150,801451	d _c	0,19333333	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3675255$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1957633 \text{ s}$$

$$m = 1713,3945 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0020324 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6394944 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,22 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,4007003 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 165,00455 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 336,67527 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 77,299404 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 77,299404 > 1,4007003 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto Y - porzione 2 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276$ scon $H = 13,29$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,19333333
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	44,54226
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,29	N_c [KN]	193,87
l [m]	2,65	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,65	3,22	0,29

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
44,54226	0,145	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Carico copertura per metro lineare

Lunghezza della zona di influenza della parete

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	12,65

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	193,870096	d _c	0,19333333	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3675255$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1957633 \text{ s}$$

$$m = 1713,3945 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0020324 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6394944 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,22 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,1963644 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 216,14123 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 281,25078 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 179,78133 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 179,78133 > 2,1963644 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto Y - porzione 3 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3480276 \text{ s}$

con $H = 13,29$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,1	d_c [m]	0,19333333
Z [m]	0	H_2 [m]	4,37	P_3 [KN]	41,516748
H_{tot} [m]	13,29	B_3 [m]	0,29	N_c [KN]	94,89
l [m]	2,47	H_3 [m]	3,22		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Secondo*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,47	3,22	0,29

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
41,516748	0,145	11,08

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 6 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

*Carico copertura per metro lineare**Lunghezza della zona di influenza della parete*

$$G = 29,492524 \text{ KN/m}$$

$$L = 2,55 \text{ m}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	3,28

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	94,8859361	d _c	0,19333333	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3675255$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1957633 \text{ s}$$

$$m = 1713,3945 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0020324 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,6394944 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,22 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,0471774 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 115,64431 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 161,44675 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 112,30286 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 112,30286 > 2,0471774 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 1 - Secondo Piano

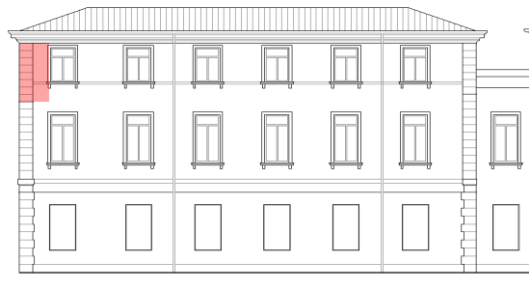


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,28666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	36,9198
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,43	N_c [KN]	31,59
l [m]	1,5	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,5	3,18	0,43

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
36,9198	0,215	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	3,59

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	31,592	d _c	0,28666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,305972$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,133138 \text{ s}$$

$$m = 2508,9908 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0066256 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7894078 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,74 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 1,4967764 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 50,0519 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 77,599845 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 33,683464 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 33,683464 > 1,4967764 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 2 - Secondo Piano

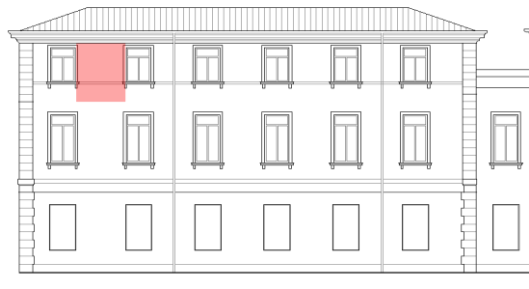


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,28666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	69,409224
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,43	N_c [KN]	153,38
l [m]	2,82	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Secondo*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,82	3,18	0,43

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
69,409224	0,215	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	17,43

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	153,384	d _c	0,28666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,305972$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,133138 \text{ s}$$

$$m = 2508,9908 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0066256 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7894078 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,74 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,8139396 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 188,08861 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 155,11184 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 210,75967 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 210,75967 > 2,8139396 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 3 - Secondo Piano

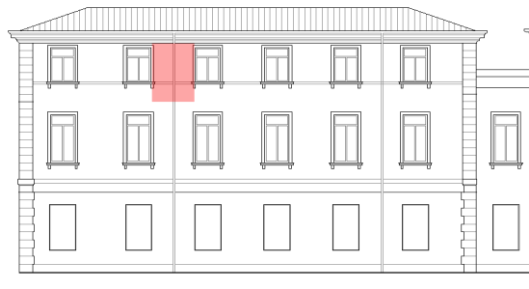


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s
 con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,29333333
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	61,452864
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,44	N_c [KN]	151,62
l [m]	2,44	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,44	3,18	0,44

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
61,452864	0,22	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	17,23

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	151,624	d _c	0,29333333	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3030405$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1301121 \text{ s}$$

$$m = 2567,3394 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0070987 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,800027 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,92 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 2,4675089 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 182,35043 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 169,84951 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 172,45664 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 172,45664 > 2,4675089 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 4 - Secondo Piano

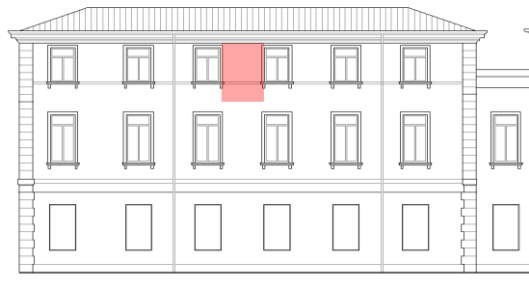


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778 \text{ s}$

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,3
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	63,36468
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,45	N_c [KN]	151,71
l [m]	2,46	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Secondo*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,46	3,18	0,45

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
63,36468	0,225	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	17,24

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	151,712	d _c	0,3	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3002443$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1272207 \text{ s}$$

$$m = 2625,6881 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0075938 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,8106597 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 8,1 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,5207975 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 183,39434 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 165,66788 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 176,11403 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 176,11403 > 2,5207975 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 5 - Secondo Piano

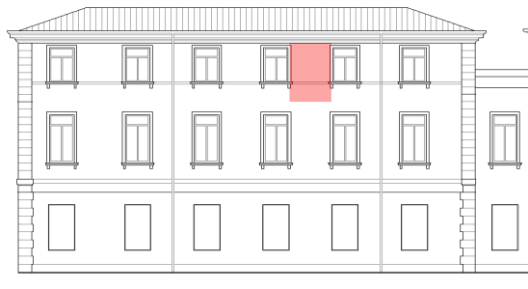


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s
 con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,30666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	64,50948
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,46	N_c [KN]	151,80
l [m]	2,45	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,45	3,18	0,46

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
64,50948	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	17,25

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	151,8	d _c	0,30666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,297575$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1244551 \text{ s}$$

$$m = 2684,0367 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0081113 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,8213069 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 8,28 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 2,5435238 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 184,05474 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 163,31388 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 176,73219 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 176,73219 > 2,5435238 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 6 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,30666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	64,772784
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,46	N_c [KN]	147,05
l [m]	2,46	H_3 [m]	3,18		

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,46	3,18	0,46

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
64,772784	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	16,71

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	147,048	d _c	0,30666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,297575$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1244551 \text{ s}$$

m = 2684,0367 kg

E = 1,5E+09 N/m²

J = 0,0081113 m⁴

p_a = (W_aS_a)/q_a = 0,8213069 KN/m²

W_a = 8,28 KN

q_a = 3

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

M_{Sd} = 2,5539055 KNm

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

N_{Sd} = 179,43439 KN \Rightarrow $\sigma_0 = 158,56698 \text{ KN/m}^2$

M_{Rd} = (l²tσ₀)/2 [1-(σ₀/0,85f_c)] = 174,38552 KNm

M_{Rd} = 174,38552 > 2,5539055 = M_{Sd} VERIFICATO

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto S - porzione 7 - Secondo Piano

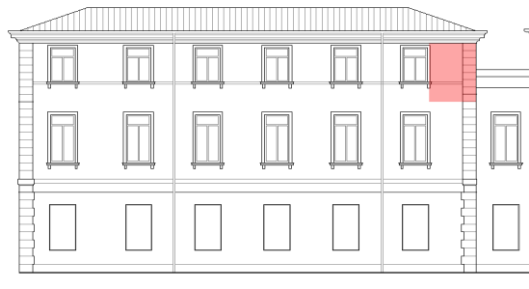


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,30666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	64,50948
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,46	N_c [KN]	42,77
l [m]	2,45	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,45	3,18	0,46

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
64,50948	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	4,86

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	42,768	d _c	0,30666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,297575$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1244551 \text{ s}$$

$$m = 2684,0367 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0081113 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,8213069 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 8,28 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,5435238 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 75,02274 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 66,568536 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 83,805717 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 83,805717 > 2,5435238 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto U - porzione 1 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,30666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	29,753352
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,46	N_c [KN]	36,87
l [m]	1,13	H_3 [m]	3,18		

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,13	3,18	0,46

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
29,753352	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	4,19

Orizzontamento	Carico [kN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	36,872	d _c	0,30666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,297575$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1244551 \text{ s}$$

$$m = 2684,0367 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0081113 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,8213069 \text{ kN/m}^2$$

$$W_a = 8,28 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 1,1731355 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 51,748676 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 99,554975 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 25,385488 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 25,385488 > 1,1731355 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto U - porzione 2 - Secondo Piano

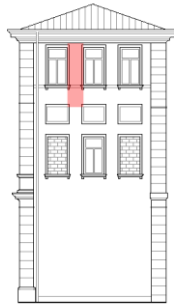


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ scon $H = 13,42$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,30666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	22,117536
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,46	N_c [KN]	51,13
l [m]	0,84	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,84	3,18	0,46

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
22,117536	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	5,81

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	51,128	d _c	0,30666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,297575$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1244551 \text{ s}$$

$$m = 2684,0367 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0081113 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,8213069 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 8,28 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 0,8720653 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 62,186768 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 160,93884 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 20,555024 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 20,555024 > 0,8720653 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto U - porzione 3 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s
 con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,30666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	28,96344
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,46	N_c [KN]	35,11
l [m]	1,1	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Secondo*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,1	3,18	0,46

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
28,96344	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	3,99

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	35,112	d _c	0,30666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,297575$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1244551 \text{ s}$$

$$m = 2684,0367 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0081113 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,8213069 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 8,28 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,1419903 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 49,59372 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 98,011304 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 23,738209 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 23,738209 > 1,1419903 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto U - porzione 4 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ scon $H = 13,42$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,30666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	29,753352
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,46	N_c [KN]	42,77
l [m]	1,13	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,13	3,18	0,46

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
29,753352	0,23	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	4,86

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	42,768	d _c	0,30666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,297575$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1244551 \text{ s}$$

$$m = 2684,0367 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0081113 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,8213069 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 8,28 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,1731355 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 57,644676 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 110,8978 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 27,788843 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 27,788843 > 1,1731355 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 1 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,28
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	39,426912
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,42	N_c [KN]	32,82
l [m]	1,64	H_3 [m]	3,18		

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,64	3,18	0,42

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
39,426912	0,21	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	3,73

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	32,824	d _c	0,28	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3090479$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1363079 \text{ s}$$

$$m = 2450,6422 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,006174 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7788008 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,56 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,6144868 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 52,537456 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 76,273891 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 38,731684 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 38,731684 > 1,6144868 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 2 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,27333333
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	62,660628
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,41	N_c [KN]	151,18
l [m]	2,67	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,67	3,18	0,41

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
62,660628	0,205	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	17,18

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	151,184	d _c	0,27333333	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3122782$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1396325 \text{ s}$$

$$m = 2392,2936 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7682044 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,5927001 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 182,51431 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 166,72542 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 189,88988 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 189,88988 > 2,5927001 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 3 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,27333333
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	62,660628
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,41	N_c [KN]	152,42
l [m]	2,67	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Secondo*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,67	3,18	0,41

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
62,660628	0,205	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)*Carico primo orizzontamento*

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	17,32

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	152,416	d _c	0,27333333	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3122782$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1396325 \text{ s}$$

$$m = 2392,2936 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7682044 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 2,5927001 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 183,74631 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 167,85084 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 190,80628 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 190,80628 > 2,5927001 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 4 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s
 con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,26666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	61,36128
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,4	N_c [KN]	152,68
l [m]	2,68	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,68	3,18	0,4

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
61,36128	0,2	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	17,35

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	152,68	d _c	0,26666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3156734$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1431233 \text{ s}$$

$$m = 2333,945 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0053333 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7576162 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,2 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,5665414 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 183,36064 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 171,04537 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 190,08007 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 190,08007 > 2,5665414 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 5 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,26666667
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	61,59024
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,4	N_c [KN]	153,12
l [m]	2,69	H_3 [m]	3,18		

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,69	3,18	0,4

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
61,59024	0,2	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	17,4

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	153,12	d _c	0,26666667	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3156734$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1431233 \text{ s}$$

$$m = 2333,945 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0053333 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7576162 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,2 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,5761181 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 183,91512 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 170,92483 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 191,40574 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 191,40574 > 2,5761181 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 6 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,27333333
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	62,895312
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,41	N_c [KN]	151,71
l [m]	2,68	H_3 [m]	3,18		

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,68	3,18	0,41

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
62,895312	0,205	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	17,24

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	151,712	d _c	0,27333333	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3122782$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1396325 \text{ s}$$

$$m = 2392,2936 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7682044 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,6024106 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 183,15966 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 166,69062 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 191,28632 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 191,28632 > 2,6024106 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto V - porzione 7 - Secondo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3505778$ s

con $H = 13,42$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	H_1 [m]	5,15	d_c [m]	0,28
Z [m]	0	H_2 [m]	4,49	P_3 [KN]	38,224872
H_{tot} [m]	13,42	B_3 [m]	0,42	N_c [KN]	32,74
l [m]	1,59	H_3 [m]	3,18		

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	μ	0,6	γ [KN/m ³]	24
-------	-----	-------	-----	-------------------------------	----

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,59	3,18	0,42

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
38,224872	0,21	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 2 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 5,6 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 3,2 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,3 \cdot Q_{1,2} = 5,5 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,3 - \text{cat. B (uffici non aperti al pubblico)}$$

Carico sottotetto

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 8,8 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Copertura
	3,72

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	Copertura	N _c	32,736	d _c	0,28	f _c

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3090479$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1363079 \text{ s}$$

$$m = 2450,6422 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,006174 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7788008 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,56 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 1,5652646 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 51,848436 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 77,640665 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 36,983802 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 36,983802 > 1,5652646 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 1 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637 \text{ s}$

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,42	B_3 [m]	0,43
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,28	d_c [m]	0,28666667
l [m]	5,11	P_1 [KN]	177,999696	P_2 [KN]	114,3072	P_3 [KN]	81,27
		N_1 [KN]	34,768	N_2 [KN]	30,012	N_c [KN]	50,6935171

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	5,11	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
5,11	4,72	0,41

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
177,999696	0,205	2,36

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3	5,04	0,42

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
114,3072	0,21	7,24

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,62853	0,21

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3	3,5	0,43

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
81,27	0,215	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,24	3,66	13,88

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	34,768	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	30,012	d ₂	0,28	f ₂	10,36
Copertura	N _c	50,6935171	d _c	0,28666667	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3110751$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1492609 \text{ s}$$

$$m = 3550,8257 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7652448 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 10,889684 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 402,1551 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 191,95031 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 766,46637 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 766,46637 > 10,889684 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 3 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,39	B_3 [m]	0,39
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,26	d_c [m]	0,26
l [m]	1,47	P_1 [KN]	51,205392	P_2 [KN]	79,960608	P_3 [KN]	58,7223
		N_1 [KN]	13,448	N_2 [KN]	25,994	N_c [KN]	90,7224038

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,47	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,47	4,72	0,41

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
51,205392	0,205	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,26	5,04	0,39

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
79,960608	0,195	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,18081	0,195

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,39	3,5	0,39

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
58,7223	0,195	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	1,64	3,17	24,84

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	13,448	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	25,994	d ₂	0,26	f ₂	10,36
Copertura	N _c	90,7224038	d _c	0,26	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3110751$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1492609 \text{ s}$$

$$m = 3550,8257 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7652448 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 3,1326489 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 296,10682 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 491,30051 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 76,118922 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 76,118922 > 3,1326489 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 4 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,42	B_3 [m]	0,38
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,28	d_c [m]	0,25333333
l [m]	1,71	P_1 [KN]	59,565456	P_2 [KN]	60,582816	P_3 [KN]	41,895
		N_1 [KN]	19,434	N_2 [KN]	19,27	N_c [KN]	81,2630227

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,71	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,71	4,72	0,41

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
59,565456	0,205	2,36

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,59	5,04	0,42

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
60,582816	0,21	7,24

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,21033	0,21

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,75	3,5	0,38

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
41,895	0,19	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	2,37	2,35	22,25

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	19,434	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	19,27	d ₂	0,28	f ₂	10,36
Copertura	N _c	81,2630227	d _c	0,25333333	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3110751$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1492609 \text{ s}$$

$$m = 3550,8257 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7652448 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 3,6441018 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 253,9139 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 362,16502 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 113,03426 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 113,03426 > 3,6441018 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 5 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,42	B_3 [m]	0,39
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,28	d_c [m]	0,26
l [m]	1,69	P_1 [KN]	58,868784	P_2 [KN]	60,201792	P_3 [KN]	42,5061
		N_1 [KN]	35,834	N_2 [KN]	35,424	N_c [KN]	55,8432188

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,69	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,69	4,72	0,41

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
58,868784	0,205	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,58	5,04	0,42

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
60,201792	0,21	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,20787	0,21

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,73	3,5	0,39

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
42,5061	0,195	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,37	4,32	15,29

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	35,834	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	35,424	d ₂	0,28	f ₂	10,36
Copertura	N _c	55,8432188	d _c	0,26	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3110751$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1492609 \text{ s}$$

$$m = 3550,8257 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7652448 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 3,6014807 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 260,92737 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 376,57291 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 110,59341 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 110,59341 > 3,6014807 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 6 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,41	B_3 [m]	0,43
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,27333333	d_c [m]	0,28666667
l [m]	1,68	P_1 [KN]	58,520448	P_2 [KN]	59,140368	P_3 [KN]	47,4075
		N_1 [KN]	36,408	N_2 [KN]	35,752	N_c [KN]	56,6101956

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,68	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,68	4,72	0,41

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
58,520448	0,205	2,36

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,59	5,04	0,41

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
59,140368	0,205	7,24

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,20664	0,205

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,75	3,5	0,43

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
47,4075	0,215	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,44	4,36	15,5

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	36,408	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	35,752	d ₂	0,27333333	f ₂	10,36
Copertura	N _c	56,6101956	d _c	0,28666667	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3110751$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1492609 \text{ s}$$

$$m = 3550,8257 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7652448 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 3,5801702 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 266,26093 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 386,55768 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 109,23057 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 109,23057 > 3,5801702 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 7 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ scon $H = 13,86$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,46	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,41
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,30666667	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,27333333
l [m]	1,45	P_1 [KN]	56,66832	P_2 [KN]	62,805456	P_3 [KN]	45,2025
		N_1 [KN]	24,682	N_2 [KN]	23,944	N_c [KN]	56,8658546

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,45	μ	0,6
s [m]	0,23	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,45	4,72	0,46

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
56,66832	0,23	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,656	0,115

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	5,04	0,43

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
62,805456	0,215	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,2001	0,215

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,75	3,5	0,41

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
45,2025	0,205	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	3,01	2,92	15,57

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	24,682	d ₁	0,30666667	f ₁	5,02
1° orizzontamento	N ₁	24,682	d ₁	0,30666667	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	23,944	d ₂	0,28666667	f ₂	10,36
Copertura	N _c	56,8658546	d _c	0,27333333	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2959732$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1330369 \text{ s}$$

$$m = 3983,8532 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0081113 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,816886 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 8,28 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 3,2985531 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 243,69007 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 365,35243 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 91,243131 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 91,243131 > 3,2985531 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 8 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,45	B_2 [m]	0,41	B_3 [m]	0,38
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,3	d_2 [m]	0,27333333	d_c [m]	0,25333333
l [m]	1,39	P_1 [KN]	53,14248	P_2 [KN]	63,603792	P_3 [KN]	43,092
		N_1 [KN]	37,72	N_2 [KN]	37,638	N_c [KN]	57,8154449

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,39	μ	0,6
s [m]	0,225	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,39	4,72	0,45

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
53,14248	0,225	2,36

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,62	0,1125

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,71	5,04	0,41

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
63,603792	0,205	7,24

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,18765	0,205

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,8	3,5	0,38

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
43,092	0,19	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,6	4,59	15,83

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	37,72	d ₁	0,3	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	37,638	d ₂	0,27333333	f ₂	10,36
Copertura	N _c	57,8154449	d _c	0,25333333	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2987177$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1359933 \text{ s}$$

$$m = 3897,2477 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0075938 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,8065378 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 8,1 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 3,1220047 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 268,24813 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 428,85392 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 80,613246 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 80,613246 > 3,1220047 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 9 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s
 con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,43	B_2 [m]	0,4	B_3 [m]	0,34
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,28666667	d_2 [m]	0,26666667	d_c [m]	0,22666667
l [m]	1,72	P_1 [KN]	62,836416	P_2 [KN]	54,79488	P_3 [KN]	36,8424
		N_1 [KN]	23,37	N_2 [KN]	22,714	N_c [KN]	55,8432188

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,72	μ	0,6
s [m]	0,215	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,72	4,72	0,43

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
62,836416	0,215	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,548	0,1075

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,51	5,04	0,4

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
54,79488	0,2	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,22188	0,2

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,72	3,5	0,34

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
36,8424	0,17	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	2,85	2,77	15,29

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	23,37	d ₁	0,28666667	f ₁	5,02
1° orizzontamento	N ₁	23,37	d ₁	0,28666667	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	22,714	d ₂	0,26666667	f ₂	10,36
Copertura	N _c	55,8432188	d _c	0,22666667	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3046027$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1423186 \text{ s}$$

$$m = 3724,0367 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0066256 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,785875 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,74 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 3,7642283 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 226,75259 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 306,58814 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 115,8775 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 115,8775 > 3,7642283 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 10 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,39	B_3 [m]	0,31
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,26	d_c [m]	0,20666667
l [m]	1,66	P_1 [KN]	59,234112	P_2 [KN]	55,194048	P_3 [KN]	33,201
		N_1 [KN]	34,44	N_2 [KN]	34,44	N_c [KN]	55,2588555

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,66	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,66	4,72	0,42

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
59,234112	0,21	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,56	5,04	0,39

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
55,194048	0,195	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,20916	0,195

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,7	3,5	0,31

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
33,201	0,155	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,2	4,2	15,13

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	34,44	d ₁	0,28	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	34,44	d ₂	0,26	f ₂	10,36
Copertura	N _c	55,2588555	d _c	0,20666667	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3077607$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1457071 \text{ s}$$

$$m = 3637,4312 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,006174 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,775557 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,56 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 3,5852202 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 243,87212 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 349,78789 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 108,70544 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 108,70544 > 3,5852202 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 11 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,37	B_3 [m]	0,32
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,24666667	d_c [m]	0,21333333
l [m]	1,71	P_1 [KN]	59,565456	P_2 [KN]	54,041904	P_3 [KN]	35,6832
		N_1 [KN]	35,506	N_2 [KN]	28,618	N_c [KN]	57,5963087

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,71	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,71	4,72	0,41

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
59,565456	0,205	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	5,04	0,37

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
54,041904	0,185	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,21033	0,185

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,77	3,5	0,32

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
35,6832	0,16	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,33	3,49	15,77

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	35,506	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
1° orizzontamento	N ₁	35,506	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	28,618	d ₂	0,24666667	f ₂	10,36
Copertura	N _c	57,5963087	d _c	0,21333333	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3110751$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1492609 \text{ s}$$

$$m = 3550,8257 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7652448 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 3,6441018 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 242,91447 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 346,47621 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 112,45031 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 112,45031 > 3,6441018 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 12 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,4	B_2 [m]	0,35	B_3 [m]	0,35
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,26666667	d_2 [m]	0,23333333	d_c [m]	0,23333333
l [m]	1,97	P_1 [KN]	66,94848	P_2 [KN]	61,9164	P_3 [KN]	44,1
		N_1 [KN]	26,076	N_2 [KN]	33,128	N_c [KN]	44,3385661

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,97	μ	0,6
s [m]	0,2	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,97	4,72	0,4

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
66,94848	0,2	2,36

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,44	0,1

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,95	5,04	0,35

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
61,9164	0,175	7,24

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,2364	0,175

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2	3,5	0,35

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
44,1	0,175	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	3,18	4,04	12,14

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	26,076	d ₁	0,26666667	f ₁	5,02
1° orizzontamento	N ₁	26,076	d ₁	0,26666667	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	33,128	d ₂	0,23333333	f ₂	10,36
Copertura	N _c	44,3385661	d _c	0,23333333	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3145563$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1529925 \text{ s}$$

$$m = 3464,2202 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0053333 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7549351 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,2 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 4,1416165 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 244,70961 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 310,54519 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 141,96817 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 141,96817 > 4,1416165 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 1 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,42	B_3 [m]	0,43
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,28	d_c [m]	0,28666667
l [m]	5,11	P_1 [KN]	177,999696	P_2 [KN]	46,103904	P_3 [KN]	35,7588
		N_1 [KN]	34,768	N_2 [KN]	12,464	N_c [KN]	8,5463134

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	5,11	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
5,11	4,72	0,41

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
177,999696	0,205	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,21	5,04	0,42

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
46,103904	0,21	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,62853	0,21

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,32	3,5	0,43

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
35,7588	0,215	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,24	1,52	2,34

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	34,768	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	12,464	d ₂	0,28	f ₂	10,36
Copertura	N _c	8,5463134	d _c	0,28666667	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4472265$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1661337 \text{ s}$$

$$m = 3884,0367 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,006174 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,1270109 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,56 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 4,3299667 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 80,449595 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 158,30302 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 38,47431 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 38,47431 > 4,3299667 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 2 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,42	B_3 [m]	0,43
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,28	d_c [m]	0,28666667
l [m]	5,11	P_1 [KN]	177,999696	P_2 [KN]	67,441248	P_3 [KN]	52,2837
		N_1 [KN]	34,768	N_2 [KN]	17,548	N_c [KN]	42,1472037

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	5,11	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
5,11	4,72	0,41

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
177,999696	0,205	2,36

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,77	5,04	0,42

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
67,441248	0,21	7,24

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,62853	0,21

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,93	3,5	0,43

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
52,2837	0,215	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,24	2,14	11,54

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	34,768	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	17,548	d ₂	0,28	f ₂	10,36
Copertura	N _c	42,1472037	d _c	0,28666667	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4472265$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1661337 \text{ s}$$

$$m = 3884,0367 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,006174 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,1270109 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,56 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 6,3339182 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 146,32806 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 196,83624 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 95,763093 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 95,763093 > 6,3339182 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 3 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,39	B_3 [m]	0,39
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,26	d_c [m]	0,26
l [m]	1,47	P_1 [KN]	51,205392	P_2 [KN]	79,960608	P_3 [KN]	58,7223
		N_1 [KN]	13,448	N_2 [KN]	25,994	N_c [KN]	90,7224038

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,47	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,47	4,72	0,41

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
51,205392	0,205	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,26	5,04	0,39

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
79,960608	0,195	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,18081	0,195

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,39	3,5	0,39

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
58,7223	0,195	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	1,64	3,17	24,84

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	13,448	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	25,994	d ₂	0,26	f ₂	10,36
Copertura	N _c	90,7224038	d _c	0,26	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4626078$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1789132 \text{ s}$$

$$m = 3606,6055 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0049433 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0825023 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,02 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 7,7679845 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 215,59982 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 244,61064 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 164,75345 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 164,75345 > 7,7679845 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 4 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,42	B_3 [m]	0,38
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,28	d_c [m]	0,25333333
l [m]	1,71	P_1 [KN]	59,565456	P_2 [KN]	60,582816	P_3 [KN]	41,895
		N_1 [KN]	19,434	N_2 [KN]	19,27	N_c [KN]	81,2630227

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,71	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,71	4,72	0,41

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
59,565456	0,205	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,59	5,04	0,42

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
60,582816	0,21	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,21033	0,21

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,75	3,5	0,38

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
41,895	0,19	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	2,37	2,35	22,25

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	19,434	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	19,27	d ₂	0,28	f ₂	10,36
Copertura	N _c	81,2630227	d _c	0,25333333	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4472265$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1661337 \text{ s}$$

$$m = 3884,0367 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,006174 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,1270109 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,56 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 5,6897909 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 172,92976 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 258,95442 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 90,360406 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 90,360406 > 5,6897909 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 5 - Primo Piano

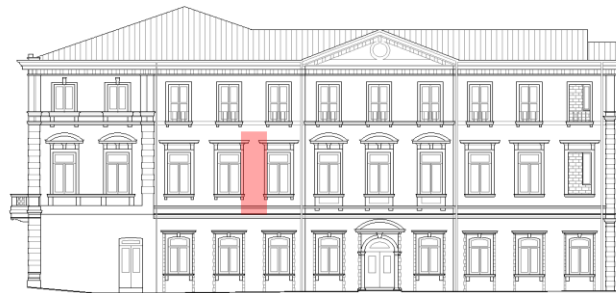


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,42	B_3 [m]	0,39
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,28	d_c [m]	0,26
l [m]	1,69	P_1 [KN]	58,868784	P_2 [KN]	60,201792	P_3 [KN]	42,5061
		N_1 [KN]	35,834	N_2 [KN]	35,424	N_c [KN]	55,8432188

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,69	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,69	4,72	0,41

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
58,868784	0,205	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,58	5,04	0,42

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
60,201792	0,21	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,20787	0,21

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,73	3,5	0,39

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
42,5061	0,195	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,37	4,32	15,29

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	35,834	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	35,424	d ₂	0,28	f ₂	10,36
Copertura	N _c	55,8432188	d _c	0,26	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4472265$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1661337 \text{ s}$$

$$m = 3884,0367 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,006174 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,1270109 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,56 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,6540061 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 164,08208 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 247,26053 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 87,204263 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 87,204263 > 5,6540061 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 6 - Primo Piano

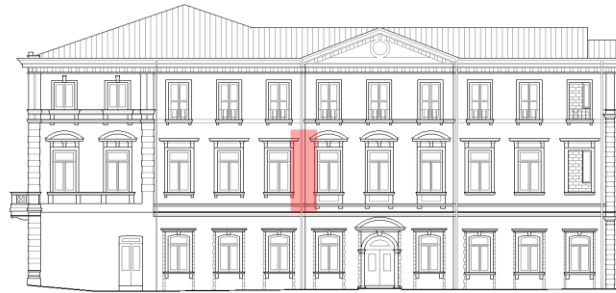


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,41	B_3 [m]	0,43
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,27333333	d_c [m]	0,28666667
l [m]	1,68	P_1 [KN]	58,520448	P_2 [KN]	59,140368	P_3 [KN]	47,4075
		N_1 [KN]	36,408	N_2 [KN]	35,752	N_c [KN]	56,6101956

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,68	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,68	4,72	0,41

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
58,520448	0,205	2,36

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,59	5,04	0,41

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
59,140368	0,205	7,24

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,20664	0,205

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,75	3,5	0,43

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
47,4075	0,215	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,44	4,36	15,5

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	36,408	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	35,752	d ₂	0,27333333	f ₂	10,36
Copertura	N _c	56,6101956	d _c	0,28666667	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4521199$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1701858 \text{ s}$$

$$m = 3791,5596 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,112215 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,6150929 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 169,54652 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 260,08056 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 88,391671 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 88,391671 > 5,6150929 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 2 - Primo Piano

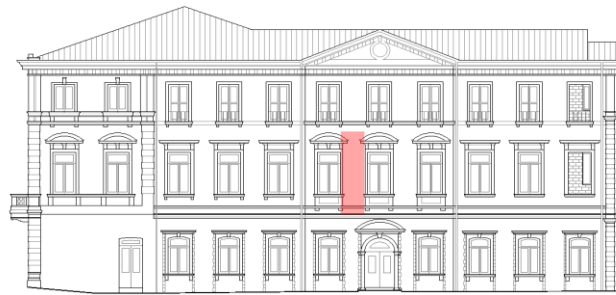


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,46	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,41
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,30666667	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,27333333
l [m]	1,45	P_1 [KN]	56,66832	P_2 [KN]	62,805456	P_3 [KN]	45,2025
		N_1 [KN]	24,682	N_2 [KN]	23,944	N_c [KN]	56,8658546

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,45	μ	0,6
s [m]	0,23	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,45	4,72	0,46

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
56,66832	0,23	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,656	0,115

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	5,04	0,43

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
62,805456	0,215	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,2001	0,215

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,75	3,5	0,41

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
45,2025	0,205	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	3,01	2,92	15,57

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	24,682	d ₁	0,30666667	f ₁	5,02
1° orizzontamento	N ₁	24,682	d ₁	0,30666667	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	23,944	d ₂	0,28666667	f ₂	10,36
Copertura	N _c	56,8658546	d _c	0,27333333	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4425508$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1622701 \text{ s}$$

$$m = 3976,5138 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0066256 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,141781 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,74 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,8368667 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 157,61518 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 227,6689 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 88,64785 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 88,64785 > 5,8368667 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 8 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,45	B_2 [m]	0,41	B_3 [m]	0,38
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,3	d_2 [m]	0,27333333	d_c [m]	0,25333333
l [m]	1,39	P_1 [KN]	53,14248	P_2 [KN]	63,603792	P_3 [KN]	43,092
		N_1 [KN]	37,72	N_2 [KN]	37,638	N_c [KN]	57,8154449

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,39	μ	0,6
s [m]	0,225	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,39	4,72	0,45

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
53,14248	0,225	2,36

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,62	0,1125

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,71	5,04	0,41

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
63,603792	0,205	7,24

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,18765	0,205

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,8	3,5	0,38

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
43,092	0,19	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,6	4,59	15,83

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	37,72	d ₁	0,3	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	37,638	d ₂	0,27333333	f ₂	10,36
Copertura	N _c	57,8154449	d _c	0,25333333	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4521199$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1701858 \text{ s}$$

$$m = 3791,5596 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,112215 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 6,0388735 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 170,53499 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 243,23918 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 98,867021 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 98,867021 > 6,0388735 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 9 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,43	B_2 [m]	0,4	B_3 [m]	0,34
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,28666667	d_2 [m]	0,26666667	d_c [m]	0,22666667
l [m]	1,72	P_1 [KN]	62,836416	P_2 [KN]	54,79488	P_3 [KN]	36,8424
		N_1 [KN]	23,37	N_2 [KN]	22,714	N_c [KN]	55,8432188

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,72	μ	0,6
s [m]	0,215	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,72	4,72	0,43

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
62,836416	0,215	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,548	0,1075

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,51	5,04	0,4

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
54,79488	0,2	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,22188	0,2

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,72	3,5	0,34

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
36,8424	0,17	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	2,85	2,77	15,29

Orizzontamento	Carico [kN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	23,37	d ₁	0,28666667	f ₁	5,02
1° orizzontamento	N ₁	23,37	d ₁	0,28666667	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	22,714	d ₂	0,26666667	f ₂	10,36
Copertura	N _c	55,8432188	d _c	0,22666667	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4572429$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1744404 \text{ s}$$

$$m = 3699,0826 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0053333 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,097383 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,2 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,2614598 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 143,01894 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 236,78632 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 74,139271 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 74,139271 > 5,2614598 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 10 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,39	B_3 [m]	0,31
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,26	d_c [m]	0,20666667
l [m]	1,66	P_1 [KN]	59,234112	P_2 [KN]	55,194048	P_3 [KN]	33,201
		N_1 [KN]	34,44	N_2 [KN]	34,44	N_c [KN]	55,2588555

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,66	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,66	4,72	0,42

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
59,234112	0,21	2,36

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,56	5,04	0,39

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
55,194048	0,195	7,24

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,20916	0,195

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,7	3,5	0,31

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
33,201	0,155	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,2	4,2	15,13

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	34,44	d ₁	0,28	f ₁	5,02
1° orizzontamento	N ₁	34,44	d ₁	0,28	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	34,44	d ₂	0,26	f ₂	10,36
Copertura	N _c	55,2588555	d _c	0,20666667	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4626078$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1789132 \text{ s}$$

$$m = 3606,6055 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0049433 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0825023 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,02 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,3619716 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 150,7060 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 247,7088 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 79,0117 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 79,0117 > 5,3620 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 11 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ scon $H = 13,86$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,37	B_3 [m]	0,32
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,24666667	d_c [m]	0,21333333
l [m]	1,71	P_1 [KN]	59,565456	P_2 [KN]	54,041904	P_3 [KN]	35,6832
		N_1 [KN]	35,506	N_2 [KN]	28,618	N_c [KN]	57,5963087

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,71	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,71	4,72	0,41

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
59,565456	0,205	2,36

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	5,04	0,37

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
54,041904	0,185	7,24

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,21033	0,185

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,77	3,5	0,32

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
35,6832	0,16	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,33	3,49	15,77

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	35,506	d ₁	0,27333333	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	28,618	d ₂	0,24666667	f ₂	10,36
Copertura	N _c	57,5963087	d _c	0,21333333	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,47411$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1885842 \text{ s}$$

$$m = 3421,651 \quad \text{kg}$$

$$E = 1,5E+09 \quad \text{N/m}^2$$

$$J = 0,0042211 \quad \text{m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0525298 \quad \text{KN/m}^2$$

$$W_a = 6,66 \quad \text{KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,3806081 \quad \text{KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 149,12879 \quad \text{KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 250,3421 \quad \text{KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 80,272332 \quad \text{KNm}$$

$$M_{Rd} = 80,272332 > 5,3806081 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto C - porzione 12 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3591637$ s

con $H = 13,86$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,4	B_2 [m]	0,35	B_3 [m]	0,35
Z [m]	0	H_1 [m]	4,72	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,86	d_1 [m]	0,26666667	d_2 [m]	0,23333333	d_c [m]	0,23333333
l [m]	1,97	P_1 [KN]	66,94848	P_2 [KN]	61,9164	P_3 [KN]	44,1
		N_1 [KN]	26,076	N_2 [KN]	33,128	N_c [KN]	44,3385661

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,97	μ	0,6
s [m]	0,2	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,97	4,72	0,4

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
66,94848	0,2	2,36

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,44	0,1

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,95	5,04	0,35

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
61,9164	0,175	7,24

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,2364	0,175

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2	3,5	0,35

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
44,1	0,175	11,51

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	3,18	4,04	12,14

Orizzontamento	Carico [kN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	26,076	d ₁	0,26666667	f ₁	5,02
1° orizzontamento	N ₁	26,076	d ₁	0,26666667	f ₁	5,02
2° orizzontamento	N ₂	33,128	d ₂	0,23333333	f ₂	10,36
Copertura	N _c	44,3385661	d _c	0,23333333	f _c	13,86

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4867281$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1993605 \text{ s}$$

$$m = 3236,6972 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0035729 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,022129 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 6,3 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 6,3286545 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 152,76117 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 223,82588 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 104,8195 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 104,8195 > 6,3286545 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto I - porzione 1 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633$ scon $H = 13,455$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,34	B_2 [m]	0,3	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,22666667	d_2 [m]	0,2	d_c [m]	0,2
l [m]	1	P_1 [KN]	24,3576	P_2 [KN]	26,5437	P_3 [KN]	15,15105
		N_1 [KN]	29,783	N_2 [KN]	29,862	N_c [KN]	48,2830185

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1	μ	0,6
s [m]	0,17	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1	3,98	0,34

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
24,3576	0,17	1,99

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,224	0,085

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,87	5,65	0,3

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
26,5437	0,15	6,805

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,102	0,15

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,87	3,225	0,3

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
15,15105	0,15	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	3,77	3,78	13,22

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	29,783	d ₁	0,22666667	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	29,862	d ₂	0,2	f ₂	10,23
Copertura	N _c	48,2830185	d _c	0,2	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,1469419$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 286,16613 \text{ s}$$

$$m = 2482,9358 \text{ kg}$$

$$E = 300 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0032753 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,2997615 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 6,12 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 0,5935427 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 163,12757 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 479,78697 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 29,769789 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 29,769789 > 0,5935427 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto I - porzione 2 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633$ s

con $H = 13,455$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,32	B_2 [m]	0,3	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,21333333	d_2 [m]	0,2	d_c [m]	0,2
l [m]	1,08	P_1 [KN]	24,758784	P_2 [KN]	26,8488	P_3 [KN]	12,1905
		N_1 [KN]	26,307	N_2 [KN]	25,675	N_c [KN]	36,3035706

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,08	μ	0,6
s [m]	0,16	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,08	3,98	0,32

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
24,758784	0,16	1,99

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,152	0,08

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,88	5,65	0,3

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
26,8488	0,15	6,805

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,10368	0,15

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,7	3,225	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
12,1905	0,15	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	3,33	3,25	9,94

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	26,307	d ₁	0,21333333	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	25,675	d ₂	0,2	f ₂	10,23
Copertura	N _c	36,3035706	d _c	0,2	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,1469419$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 304,05151 \text{ s}$$

$$m = 2336,8807 \text{ kg}$$

$$E = 300 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0027307 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,2821284 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,76 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 0,6033187 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 140,95994 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 407,8702 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 35,027526 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 35,027526 > 0,6033187 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto I - porzione 1 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$ Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$ Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$ Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633 \text{ s}$ con $H = 13,455$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,34	B_2 [m]	0,3	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,22666667	d_2 [m]	0,2	d_c [m]	0,2
l [m]	1	P_1 [KN]	24,3576	P_2 [KN]	26,5437	P_3 [KN]	15,15105
		N_1 [KN]	0	N_2 [KN]	15,958	N_c [KN]	29,6929607

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1	μ	0,6
s [m]	0,17	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1	3,98	0,34

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
24,3576	0,17	1,99

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,224	0,085

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,87	5,65	0,3

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
26,5437	0,15	6,805

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,102	0,15

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,87	3,225	0,3

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
15,15105	0,15	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	0	2,02	8,13

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	0	d ₁	0,22666667	f ₁	4,28
1° orizzontamento	N ₁	0	d ₁	0,22666667	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	15,958	d ₂	0,2	f ₂	10,23
Copertura	N _c	29,6929607	d _c	0,2	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,1469419$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 653,59187 \text{ s}$$

$$m = 3110,0917 \text{ kg}$$

$$E = 300 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,00225 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,2644954 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,4 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 0,9182148 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 74,175861 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 284,1987 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 20,129606 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 20,129606 > 0,9182148 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto I - porzione 2 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633 \text{ s}$

con $H = 13,455$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,32	B_2 [m]	0,3	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,21333333	d_2 [m]	0,2	d_c [m]	0,2
l [m]	1,08	P_1 [KN]	24,758784	P_2 [KN]	26,8488	P_3 [KN]	12,1905
		N_1 [KN]	0	N_2 [KN]	12,166	N_c [KN]	17,7500355

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,08	μ	0,6
s [m]	0,16	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,08	3,98	0,32

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
24,758784	0,16	1,99

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,152	0,08

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,88	5,65	0,3

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
26,8488	0,15	6,805

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,10368	0,15

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,7	3,225	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
12,1905	0,15	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	0	1,54	4,86

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	0	d ₁	0,21333333	f ₁	4,28
1° orizzontamento	N ₁	0	d ₁	0,21333333	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	12,166	d ₂	0,2	f ₂	10,23
Copertura	N _c	17,7500355	d _c	0,2	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,1469419$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 653,59187 \text{ s}$$

$$m = 3110,0917 \text{ kg}$$

$$E = 300 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,00225 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,2644954 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,4 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 0,928769 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 55,634616 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 210,73718 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 17,651561 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 17,651561 > 0,928769 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto I - porzione 3 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,49610$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633$ s

con $H = 13,455$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,32	B_2 [m]	0,3	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,21333333	d_2 [m]	0,2	d_c [m]	0,2
l [m]	0	P_1 [KN]	0	P_2 [KN]	21,357	P_3 [KN]	20,37555
		N_1 [KN]	0	N_2 [KN]	27,413	N_c [KN]	37,1801156

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0	μ	0,6
s [m]	0,16	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0	3,98	0,32

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
0	0,16	1,99

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,152	0,08

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,7	5,65	0,3

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
21,357	0,15	6,805

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0	0,15

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,17	3,225	0,3

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
20,37555	0,15	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
solaio in laterocemento con travetti e pignatte	1,8
soletta di c.a. - sp. 4 cm	1
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 2,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 7,9 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	0	3,47	10,18

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	0	d ₁	0,21333333	f ₁	4,28
1° orizzontamento	N ₁	0	d ₁	0,21333333	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	27,413	d ₂	0,2	f ₂	10,23
Copertura	N _c	37,1801156	d _c	0,2	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,1469419$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 653,59187 \text{ s}$$

$$m = 3110,0917 \text{ kg}$$

$$E = 300 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,00225 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,2644954 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,4 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 0,7387935 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 95,647166 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 455,46269 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 13,296257 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 13,296257 > 0,7387935 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto L - porzione 1 - Piano Terra

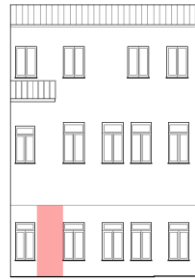


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633 \text{ s}$

con $H = 13,455$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,31	B_2 [m]	0,32	B_3 [m]	0,32
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,20666667	d_2 [m]	0,21333333	d_c [m]	0,21333333
l [m]	1,53	P_1 [KN]	33,978852	P_2 [KN]	49,79232	P_3 [KN]	26,9352
		N_1 [KN]	35,424	N_2 [KN]	35,588	N_c [KN]	27,538121

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,53	μ	0,6
s [m]	0,155	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,53	3,98	0,31

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
33,978852	0,155	1,99

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,116	0,0775

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,53	5,65	0,32

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
49,79232	0,16	6,805

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,14229	0,16

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,45	3,225	0,32

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
26,9352	0,16	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,32	4,34	7,54

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	35,424	d ₁	0,20666667	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	35,588	d ₂	0,21333333	f ₂	10,23
Copertura	N _c	27,538121	d _c	0,21333333	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2984718$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1403623 \text{ s}$$

$$m = 2263,8532 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0024826 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,5551576 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,58 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,6818369 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 193,52536 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 408,0231 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 68,097047 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 68,097047 > 1,6818369 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto L - porzione 2 - Piano Terra

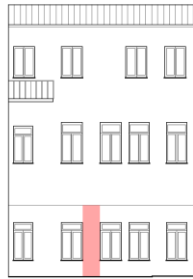


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633$ scon $H = 13,455$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,32	B_2 [m]	0,32	B_3 [m]	0,32
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,21333333	d_2 [m]	0,21333333	d_c [m]	0,21333333
l [m]	0,98	P_1 [KN]	22,466304	P_2 [KN]	31,89312	P_3 [KN]	43,09632
		N_1 [KN]	52,726	N_2 [KN]	52,726	N_c [KN]	36,5957523

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,98	μ	0,6
s [m]	0,16	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,98	3,98	0,32

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
22,466304	0,16	1,99

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,152	0,08

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,98	5,65	0,32

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
31,89312	0,16	6,805

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,09408	0,16

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,32	3,225	0,32

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
43,09632	0,16	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	6,43	6,43	10,02

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	52,726	d ₁	0,21333333	f ₁	4,28
1° orizzontamento	N ₁	52,726	d ₁	0,21333333	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	52,726	d ₂	0,21333333	f ₂	10,23
Copertura	N _c	36,5957523	d _c	0,21333333	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2943754$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,135976 \text{ s}$$

$$m = 2336,8807 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0027307 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,5652007 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,76 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,0967432 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 229,51642 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 731,87635 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 3,5246055 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 3,5246055 > 1,0967432 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto L - porzione 3 - Piano Terra

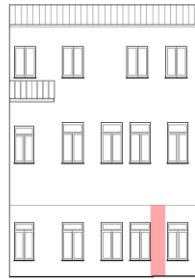


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633 \text{ s}$

con $H = 13,455$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,31	B_2 [m]	0,31	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,20666667	d_2 [m]	0,20666667	d_c [m]	0,2
l [m]	0,89	P_1 [KN]	19,765476	P_2 [KN]	28,05903	P_3 [KN]	16,89255
		N_1 [KN]	50,512	N_2 [KN]	50,512	N_c [KN]	21,9866695

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,89	μ	0,6
s [m]	0,155	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,89	3,98	0,31

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
19,765476	0,155	1,99

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,116	0,0775

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,89	5,65	0,31

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
28,05903	0,155	6,805

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,08277	0,155

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,97	3,225	0,3

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
16,89255	0,15	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	6,16	6,16	6,02

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	50,512	d ₁	0,20666667	f ₁	4,28
1° orizzontamento	N ₁	50,512	d ₁	0,20666667	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	50,512	d ₂	0,20666667	f ₂	10,23
Copertura	N _c	21,9866695	d _c	0,2	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2984718$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1403623 \text{ s}$$

$$m = 2263,8532 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0024826 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,5551576 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,58 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 0,9783235 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 179,04376 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 648,94439 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 11,242308 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 11,242308 > 0,9783235 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto L - porzione 4 - Piano Terra

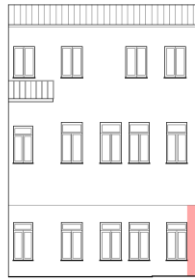


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633$ scon $H = 13,455$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,3	B_2 [m]	0,3	B_3 [m]	0,27
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,2	d_2 [m]	0,2	d_c [m]	0,18
l [m]	0,8	P_1 [KN]	17,1936	P_2 [KN]	24,408	P_3 [KN]	14,10615
		N_1 [KN]	34,276	N_2 [KN]	34,112	N_c [KN]	13,4403561

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,8	μ	0,6
s [m]	0,15	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,8	3,98	0,3

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
17,1936	0,15	1,99

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,08	0,075

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,8	5,65	0,3

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
24,408	0,15	6,805

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,072	0,15

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,9	3,225	0,27

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
14,10615	0,135	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,18	4,16	3,68

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	34,276	d ₁	0,2	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	34,112	d ₂	0,2	f ₂	10,23
Copertura	N _c	13,4403561	d _c	0,18	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3028469$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,145041 \text{ s}$$

$$m = 2190,8257 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,00225 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,5451245 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,4 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 0,863499 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 130,09131 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 542,04711 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 14,704726 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 14,704726 > 0,863499 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto L - porzione 1 - Primo Piano

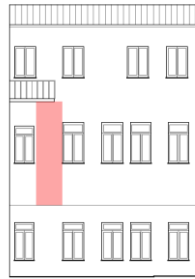


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633 \text{ s}$

con $H = 13,455$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,31	B_2 [m]	0,32	B_3 [m]	0,32
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,20666667	d_2 [m]	0,21333333	d_c [m]	0,21333333
l [m]	1,53	P_1 [KN]	33,978852	P_2 [KN]	49,79232	P_3 [KN]	26,9352
		N_1 [KN]	35,424	N_2 [KN]	35,588	N_c [KN]	27,538121

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,53	μ	0,6
s [m]	0,155	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,53	3,98	0,31

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
33,978852	0,155	1,99

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,116	0,0775

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,53	5,65	0,32

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
49,79232	0,16	6,805

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,14229	0,16

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,45	3,225	0,32

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
26,9352	0,16	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,32	4,34	7,54

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	35,424	d ₁	0,20666667	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	35,588	d ₂	0,21333333	f ₂	10,23
Copertura	N _c	27,538121	d _c	0,21333333	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,5596943$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,2740267 \text{ s}$$

$$m = 3317,4312 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0027307 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0746131 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,76 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 6,5607041 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 115,09977 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 235,0894 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 60,654354 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 60,654354 > 6,5607041 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto L - porzione 2 - Primo Piano

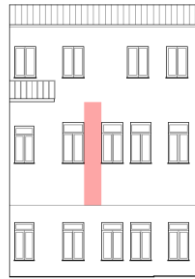


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633$ scon $H = 13,455$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,32	B_2 [m]	0,32	B_3 [m]	0,32
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,21333333	d_2 [m]	0,21333333	d_c [m]	0,21333333
l [m]	0,98	P_1 [KN]	22,466304	P_2 [KN]	31,89312	P_3 [KN]	43,09632
		N_1 [KN]	52,726	N_2 [KN]	52,726	N_c [KN]	36,5957523

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,98	μ	0,6
s [m]	0,16	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,98	3,98	0,32

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
22,466304	0,16	1,99

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,152	0,08

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,98	5,65	0,32

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
31,89312	0,16	6,805

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,09408	0,16

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,32	3,225	0,32

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
43,09632	0,16	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	6,43	6,43	10,02

Orizzontamento	Carico [kN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	52,726	d ₁	0,21333333	f ₁	4,28
1° orizzontamento	N ₁	52,726	d ₁	0,21333333	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	52,726	d ₂	0,21333333	f ₂	10,23
Copertura	N _c	36,5957523	d _c	0,21333333	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,5596943$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,2740267 \text{ s}$$

$$m = 3317,4312 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0027307 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0746131 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,76 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 4,2022811 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 148,45871 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 473,40151 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 27,165747 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 27,165747 > 4,2022811 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto L - porzione 3 - Primo Piano

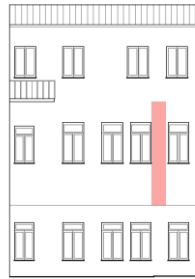


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633 \text{ s}$

con $H = 13,455$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,31	B_2 [m]	0,31	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,20666667	d_2 [m]	0,20666667	d_c [m]	0,2
l [m]	0,89	P_1 [KN]	19,765476	P_2 [KN]	28,05903	P_3 [KN]	16,89255
		N_1 [KN]	50,512	N_2 [KN]	50,512	N_c [KN]	21,9866695

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,89	μ	0,6
s [m]	0,155	γ [kN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,89	3,98	0,31

Peso proprio P_1 [kN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
19,765476	0,155	1,99

Peso cordolo W_1 [kN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,116	0,0775

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,89	5,65	0,31

Peso proprio P_2 [kN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
28,05903	0,155	6,805

Peso cordolo W_2 [kN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,08277	0,155

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,97	3,225	0,3

Peso proprio P_3 [kN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
16,89255	0,15	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [kN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	6,16	6,16	6,02

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	50,512	d ₁	0,20666667	f ₁	4,28
1° orizzontamento	N ₁	50,512	d ₁	0,20666667	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	50,512	d ₂	0,20666667	f ₂	10,23
Copertura	N _c	21,9866695	d _c	0,2	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,5660591$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,2828663 \text{ s}$$

$$m = 3213,7615 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0024826 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0528699 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,58 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 3,739139 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 103,5035 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 375,14862 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 23,189805 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 23,189805 > 3,739139 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto L - porzione 4 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3512633$ scon $H = 13,455$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,3	B_2 [m]	0,3	B_3 [m]	0,27
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	3,225
H_{tot} [m]	13,455	d_1 [m]	0,2	d_2 [m]	0,2	d_c [m]	0,18
l [m]	0,8	P_1 [KN]	17,1936	P_2 [KN]	24,408	P_3 [KN]	14,10615
		N_1 [KN]	34,276	N_2 [KN]	34,112	N_c [KN]	13,4403561

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,8	μ	0,6
s [m]	0,15	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,8	3,98	0,3

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
17,1936	0,15	1,99

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,08	0,075

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,8	5,65	0,3

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
24,408	0,15	6,805

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,072	0,15

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,9	3,225	0,27

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
14,10615	0,135	11,2425

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,18	4,16	3,68

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	34,276	d ₁	0,2	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	34,112	d ₂	0,2	f ₂	10,23
Copertura	N _c	13,4403561	d _c	0,18	f _c	13,455

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,572113$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,2922952 \text{ s}$$

$$m = 3110,0917 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,00225 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0298034 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,4 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 3,2873898 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 73,934506 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 308,06044 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 17,515763 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 17,515763 > 3,2873898 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto M - porzione 1 - Piano Terra

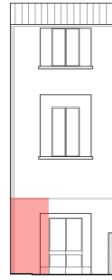


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \implies S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3423163$ s

con $H = 13$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,33	B_2 [m]	0,3	B_3 [m]	0,27
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	2,77
H_{tot} [m]	13	d_1 [m]	0,22	d_2 [m]	0,2	d_c [m]	0,18
l [m]	1,61	P_1 [KN]	38,062332	P_2 [KN]	49,1211	P_3 [KN]	21,674142
		N_1 [KN]	46,822	N_2 [KN]	46,412	N_c [KN]	23,3380097

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,61	μ	0,6
s [m]	0,165	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	3,98	0,33

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
38,062332	0,165	1,99

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,188	0,0825

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	5,65	0,3

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
49,1211	0,15	6,805

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,15939	0,15

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	2,77	0,27

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
21,674142	0,135	11,015

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	5,71	5,66	6,39

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	46,822	d ₁	0,22	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	46,412	d ₂	0,2	f ₂	10,23
Copertura	N _c	23,3380097	d _c	0,18	f _c	13

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2954023$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1318555 \text{ s}$$

$$m = 2409,9083 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0029948 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,5848966 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,94 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 1,8645806 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 207,74581 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 391,01413 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 80,687941 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 80,687941 > 1,8645806 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto M - porzione 2 - Piano Terra

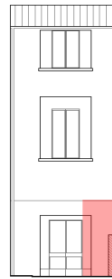


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3423163$ scon $H = 13$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,33	B_2 [m]	0,3	B_3 [m]	0,27
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	2,77
H_{tot} [m]	13	d_1 [m]	0,22	d_2 [m]	0,2	d_c [m]	0,18
l [m]	0,99	P_1 [KN]	23,404788	P_2 [KN]	30,2049	P_3 [KN]	13,327578
		N_1 [KN]	38,13	N_2 [KN]	38,786	N_c [KN]	22,9727826

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,99	μ	0,6
s [m]	0,165	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,99	3,98	0,33

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
23,404788	0,165	1,99

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,188	0,0825

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,99	5,65	0,3

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
30,2049	0,15	6,805

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,09801	0,15

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,99	2,77	0,27

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
13,327578	0,135	11,015

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,65	4,73	6,29

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	38,13	d ₁	0,22	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	38,786	d ₂	0,2	f ₂	10,23
Copertura	N _c	22,9727826	d _c	0,18	f _c	13

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2954023$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1318555 \text{ s}$$

$$m = 2409,9083 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0029948 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,5848966 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,94 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 1,1465433 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 156,40966 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 478,75624 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 28,363994 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 28,363994 > 1,1465433 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto M - porzione 1 - Primo Piano

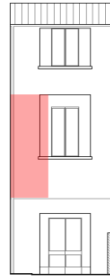


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \implies S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3423163 \text{ s}$

con $H = 13$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,33	B_2 [m]	0,3	B_3 [m]	0,27
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	2,77
H_{tot} [m]	13	d_1 [m]	0,22	d_2 [m]	0,2	d_c [m]	0,18
l [m]	1,61	P_1 [KN]	38,062332	P_2 [KN]	49,1211	P_3 [KN]	21,674142
		N_1 [KN]	46,822	N_2 [KN]	46,412	N_c [KN]	23,3380097

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,61	μ	0,6
s [m]	0,165	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	3,98	0,33

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
38,062332	0,165	1,99

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,188	0,0825

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	5,65	0,3

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
49,1211	0,15	6,805

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,15939	0,15

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	2,77	0,27

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
21,674142	0,135	11,015

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	5,71	5,66	6,39

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	46,822	d ₁	0,22	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	46,412	d ₂	0,2	f ₂	10,23
Copertura	N _c	23,3380097	d _c	0,18	f _c	13

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,5840698$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,2922952 \text{ s}$$

$$m = 3110,0917 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,00225 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0513257 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,4 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 6,7541399 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 116,14409 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 240,46396 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 63,739854 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 63,739854 > 6,7541399 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto M - porzione 2 - Primo Piano

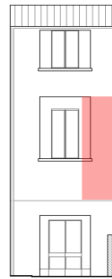


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3423163$ scon $H = 13$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,33	B_2 [m]	0,3	B_3 [m]	0,27
Z [m]	0	H_1 [m]	3,98	H_2 [m]	5,65	H_3 [m]	2,77
H_{tot} [m]	13	d_1 [m]	0,22	d_2 [m]	0,2	d_c [m]	0,18
l [m]	0,99	P_1 [KN]	23,404788	P_2 [KN]	30,2049	P_3 [KN]	13,327578
		N_1 [KN]	38,13	N_2 [KN]	38,786	N_c [KN]	22,9727826

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,99	μ	0,6
s [m]	0,165	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,99	3,98	0,33

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
23,404788	0,165	1,99

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,188	0,0825

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,99	5,65	0,3

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
30,2049	0,15	6,805

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,09801	0,15

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,99	2,77	0,27

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
13,327578	0,135	11,015

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,65	4,73	6,29

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	38,13	d ₁	0,22	f ₁	4,28
2° orizzontamento	N ₂	38,786	d ₂	0,2	f ₂	10,23
Copertura	N _c	22,9727826	d _c	0,18	f _c	13

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,5840698$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,2922952 \text{ s}$$

$$m = 3110,0917 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,00225 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0513257 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,4 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 4,1531668 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 90,286821 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 303,99603 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 26,710263 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 26,710263 > 4,1531668 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto N - porzione 1 - Piano Terra

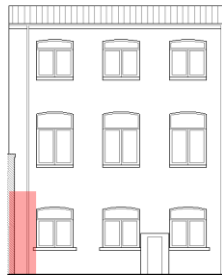


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ s

con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,37	B_3 [m]	0,37
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,24666667	d_c [m]	0,24666667
l [m]	1,32	P_1 [KN]	45,29844	P_2 [KN]	44,307648	P_3 [KN]	34,549416
		N_1 [KN]	36,9	N_2 [KN]	20,254	N_c [KN]	24,2145546

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,32	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,32	4,65	0,41

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
45,29844	0,205	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,32	5,04	0,37

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
44,307648	0,185	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,16236	0,185

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,32	3,93	0,37

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
34,549416	0,185	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,5	2,47	6,63

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	36,9	d ₁	0,27333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	20,254	d ₂	0,24666667	f ₂	10,29
Copertura	N _c	24,2145546	d _c	0,24666667	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3022191$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1448665 \text{ s}$$

$$m = 3498,1651 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7434589 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,6524478 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 184,5132 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 340,93348 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 66,827835 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 66,827835 > 2,6524478 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto N - porzione 2 - Piano Terra

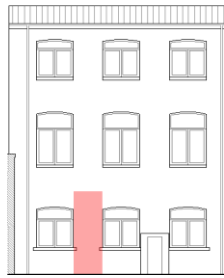


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ scon $H = 14,22$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,37	B_3 [m]	0,37
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,24666667	d_c [m]	0,24666667
l [m]	1,63	P_1 [KN]	55,93671	P_2 [KN]	54,041904	P_3 [KN]	42,139818
		N_1 [KN]	76,506	N_2 [KN]	76,26	N_c [KN]	34,879185

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,63	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	4,65	0,41

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
55,93671	0,205	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	5,04	0,37

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
54,041904	0,185	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,20049	0,185

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	3,93	0,37

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
42,139818	0,185	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	9,33	9,3	9,55

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	76,506	d ₁	0,27333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	76,26	d ₂	0,24666667	f ₂	10,29
Copertura	N _c	34,879185	d _c	0,24666667	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3022191$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1448665 \text{ s}$$

$$m = 3498,1651 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7434589 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 3,2753711 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 313,47175 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 469,05843 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 96,87459 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 96,87459 > 3,2753711 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto N - porzione 3 - Piano Terra

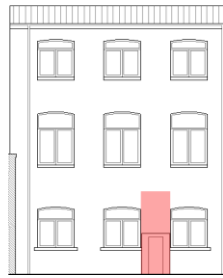


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379 \text{ s}$

con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,37	B_3 [m]	0,37
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,24666667	d_c [m]	0,24666667
l [m]	1,61	P_1 [KN]	56,59794	P_2 [KN]	54,041904	P_3 [KN]	42,139818
		N_1 [KN]	76,178	N_2 [KN]	76,67	N_c [KN]	35,0617986

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,61	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	4,65	0,42

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
56,59794	0,21	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	5,04	0,37

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
54,041904	0,185	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,20286	0,185

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	3,93	0,37

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
42,139818	0,185	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	9,29	9,35	9,6

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	76,178	d ₁	0,28	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	76,67	d ₂	0,24666667	f ₂	10,29
Copertura	N _c	35,0617986	d _c	0,24666667	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2990876$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1414173 \text{ s}$$

$$m = 3583,4862 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,006174 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7537008 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,56 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 3,2797503 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 314,10535 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 464,51545 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 97,399705 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 97,399705 > 3,2797503 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto N - porzione 4 - Piano Terra

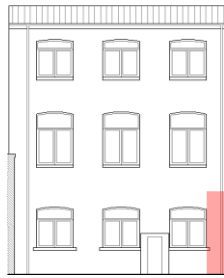


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ scon $H = 14,22$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,43	B_2 [m]	0,37	B_3 [m]	0,37
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,28666667	d_2 [m]	0,24666667	d_c [m]	0,24666667
l [m]	1,29	P_1 [KN]	46,42839	P_2 [KN]	43,300656	P_3 [KN]	32,71725
		N_1 [KN]	37,474	N_2 [KN]	20,172	N_c [KN]	20,7083748

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,29	μ	0,6
s [m]	0,215	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,29	4,65	0,43

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
46,42839	0,215	2,325

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,548	0,1075

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,29	5,04	0,37

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
43,300656	0,185	7,17

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,16641	0,185

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,25	3,93	0,37

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
32,71725	0,185	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,57	2,46	5,67

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	37,474	d ₁	0,28666667	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	20,172	d ₂	0,24666667	f ₂	10,29
Copertura	N _c	20,7083748	d _c	0,24666667	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,296106$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1381285 \text{ s}$$

$$m = 3668,8073 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0066256 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7639536 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,74 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,6636219 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 179,30089 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 323,23938 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 66,172452 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 66,172452 > 2,6636219 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto N - porzione 1 - Primo Piano

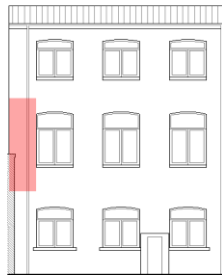


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ s

con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,37	B_3 [m]	0,37
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,24666667	d_c [m]	0,24666667
l [m]	1,32	P_1 [KN]	45,29844	P_2 [KN]	44,307648	P_3 [KN]	34,549416
		N_1 [KN]	36,9	N_2 [KN]	20,254	N_c [KN]	24,2145546

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,32	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,32	4,65	0,41

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
45,29844	0,205	2,325

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,32	5,04	0,37

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
44,307648	0,185	7,17

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,16236	0,185

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,32	3,93	0,37

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
34,549416	0,185	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,5	2,47	6,63

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	36,9	d ₁	0,27333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	20,254	d ₂	0,24666667	f ₂	10,29
Copertura	N _c	24,2145546	d _c	0,24666667	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4633799$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1885842 \text{ s}$$

$$m = 3421,6514 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0042211 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0287033 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 6,66 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 4,3115671 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 101,33415 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 207,48189 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0)/2 [1 - (\sigma_0/0,85f_c)] = 48,514585 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 48,514585 > 4,3115671 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto N - porzione 2 - Primo Piano

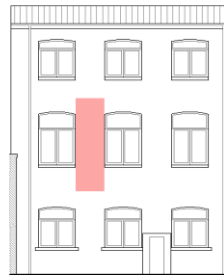


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ scon $H = 14,22$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,37	B_3 [m]	0,37
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,24666667	d_c [m]	0,24666667
l [m]	1,63	P_1 [KN]	55,93671	P_2 [KN]	54,041904	P_3 [KN]	42,139818
		N_1 [KN]	76,506	N_2 [KN]	76,26	N_c [KN]	34,879185

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,63	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,63	4,65	0,41

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
55,93671	0,205	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	5,04	0,37

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
54,041904	0,185	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,20049	0,185

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	3,93	0,37

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
42,139818	0,185	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	9,33	9,3	9,55

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	76,506	d ₁	0,27333333	f ₁	4,95
1° orizzontamento	N ₁	76,506	d ₁	0,27333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	76,26	d ₂	0,24666667	f ₂	10,29
Copertura	N _c	34,879185	d _c	0,24666667	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4633799$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1885842 \text{ s}$$

$$m = 3421,6514 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0042211 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0287033 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 6,66 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,2588053 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 180,50045 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 303,00562 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 87,031059 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 87,031059 > 5,2588053 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto N - porzione 3 - Primo Piano

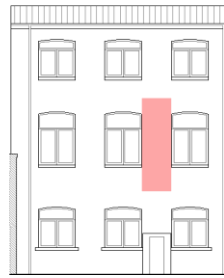


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ s

con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,37	B_3 [m]	0,37
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,24666667	d_c [m]	0,24666667
l [m]	1,61	P_1 [KN]	56,59794	P_2 [KN]	54,041904	P_3 [KN]	42,139818
		N_1 [KN]	76,178	N_2 [KN]	76,67	N_c [KN]	35,0617986

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,61	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	4,65	0,42

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
56,59794	0,21	2,325

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	5,04	0,37

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
54,041904	0,185	7,17

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,20286	0,185

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,61	3,93	0,37

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
42,139818	0,185	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	9,29	9,35	9,6

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	76,178	d ₁	0,28	f ₁	4,95
1° orizzontamento	N ₁	76,178	d ₁	0,28	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	76,67	d ₂	0,24666667	f ₂	10,29
Copertura	N _c	35,0617986	d _c	0,24666667	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,46338$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,18858 \text{ s}$$

$$m = 3421,6514 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,004221 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,02870 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 6,66 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,25881 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 181,0954 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 304,004 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 87,1252 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 87,1252 > 5,25881 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto N - porzione 4 - Primo Piano

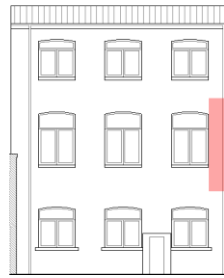


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ scon $H = 14,22$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,43	B_2 [m]	0,37	B_3 [m]	0,37
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,28666667	d_2 [m]	0,24666667	d_c [m]	0,24666667
l [m]	1,29	P_1 [KN]	46,42839	P_2 [KN]	43,300656	P_3 [KN]	32,71725
		N_1 [KN]	37,474	N_2 [KN]	20,172	N_c [KN]	20,7083748

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,29	μ	0,6
s [m]	0,215	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,29	4,65	0,43

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
46,42839	0,215	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,548	0,1075

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,29	5,04	0,37

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
43,300656	0,185	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,16641	0,185

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,25	3,93	0,37

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
32,71725	0,185	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,57	2,46	5,67

Orizzontamento	Carico [kN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	37,474	d ₁	0,28666667	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	20,172	d ₂	0,24666667	f ₂	10,29
Copertura	N _c	20,7083748	d _c	0,24666667	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4633799$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1885842 \text{ s}$$

$$m = 3421,6514 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0042211 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0287033 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 6,66 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 4,21358 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 95,4144 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 199,904 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 45,2595 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 45,2595 > 4,21358 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto O - porzione 1 - Piano Terra

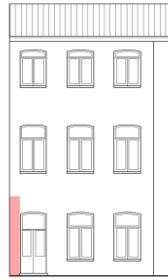


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ s

con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,39	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,26	d_c [m]	0,2
l [m]	0,86	P_1 [KN]	29,51262	P_2 [KN]	29,366064	P_3 [KN]	17,61426
		N_1 [KN]	9,676	N_2 [KN]	9,266	N_c [KN]	25,9676446

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,86	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,86	4,65	0,41

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
29,51262	0,205	2,325

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,83	5,04	0,39

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
29,366064	0,195	7,17

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,10578	0,195

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,83	3,93	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
17,61426	0,15	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	1,18	1,13	7,11

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	9,676	d ₁	0,27333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	9,266	d ₂	0,26	f ₂	10,29
Copertura	N _c	25,9676446	d _c	0,2	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,3022191$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1448665 \text{ s}$$

$$m = 3498,1651 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0057434 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7434589 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,38 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,7281099 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 108,22806 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 306,94288 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 27,632073 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 27,632073 > 1,7281099 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto O - porzione 2 - Piano Terra

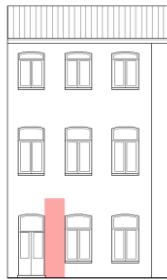


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ scon $H = 14,22$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,39	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,26	d_c [m]	0,2
l [m]	1,19	P_1 [KN]	43,82532	P_2 [KN]	42,103152	P_3 [KN]	25,25418
		N_1 [KN]	20,172	N_2 [KN]	19,598	N_c [KN]	51,0222215

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,19	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,19	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
43,82532	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,19	5,04	0,39

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
42,103152	0,195	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,15708	0,195

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,19	3,93	0,3

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
25,25418	0,15	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	2,46	2,39	13,97

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	20,172	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
1° orizzontamento	N ₁	20,172	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	19,598	d ₂	0,26	f ₂	10,29
Copertura	N _c	51,0222215	d _c	0,2	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2932647$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1349893 \text{ s}$$

$$m = 3754,1284 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0070987 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7742187 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,92 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,4901559 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 181,80329 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 347,2179 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 58,46174 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 58,46174 > 2,4901559 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto O - porzione 3 - Piano Terra

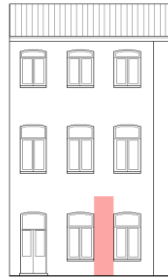


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \implies S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ s

con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,38	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,25333333	d_c [m]	0,2
l [m]	1,18	P_1 [KN]	43,45704	P_2 [KN]	40,678848	P_3 [KN]	25,04196
		N_1 [KN]	20,582	N_2 [KN]	19,352	N_c [KN]	50,7665625

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,18	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,18	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
43,45704	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,18	5,04	0,38

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
40,678848	0,19	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,15576	0,19

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,18	3,93	0,3

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
25,04196	0,15	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	2,51	2,36	13,9

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	20,582	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	19,352	d ₂	0,25333333	f ₂	10,29
Copertura	N _c	50,7665625	d _c	0,2	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2932647$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1349893 \text{ s}$$

$$m = 3754,1284 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0070987 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7742187 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,92 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,4692302 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 179,88965 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 346,47467 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 57,464677 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 57,464677 > 2,4692302 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto O - porzione 4 - Piano Terra

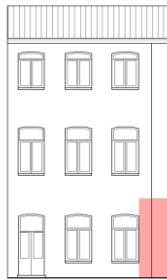


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ scon $H = 14,22$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,38	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,25333333	d_c [m]	0,2
l [m]	0,95	P_1 [KN]	34,9866	P_2 [KN]	32,74992	P_3 [KN]	20,1609
		N_1 [KN]	10,086	N_2 [KN]	9,594	N_c [KN]	27,903348

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,95	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
34,9866	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	5,04	0,38

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
32,74992	0,19	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,1254	0,19

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	3,93	0,3

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
20,1609	0,15	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	1,23	1,17	7,64

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	10,086	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
1° orizzontamento	N ₁	10,086	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	9,594	d ₂	0,25333333	f ₂	10,29
Copertura	N _c	27,903348	d _c	0,2	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2932647$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1349893 \text{ s}$$

$$m = 3754,1284 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0070987 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7742187 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,92 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 1,9879396 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 119,69687 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 286,35614 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 35,307539 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 35,307539 > 1,9879396 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto O - porzione 1 - Primo Piano

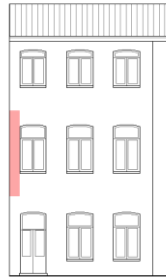


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ s

con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,41	B_2 [m]	0,39	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,27333333	d_2 [m]	0,26	d_c [m]	0,2
l [m]	0,86	P_1 [KN]	29,51262	P_2 [KN]	29,366064	P_3 [KN]	17,61426
		N_1 [KN]	9,676	N_2 [KN]	9,266	N_c [KN]	25,9676446

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,86	μ	0,6
s [m]	0,205	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,86	4,65	0,41

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
29,51262	0,205	2,325

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,476	0,1025

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,83	5,04	0,39

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
29,366064	0,195	7,17

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,10578	0,195

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,83	3,93	0,3

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
17,61426	0,15	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	1,18	1,13	7,11

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	9,676	d ₁	0,27333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	9,266	d ₂	0,26	f ₂	10,29
Copertura	N _c	25,9676446	d _c	0,2	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4521807$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1789132 \text{ s}$$

$$m = 3606,6055 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0049433 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0581029 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,02 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 2,7885414 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 67,636717 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 208,94877 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (l^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 20,306694 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 20,306694 > 2,7885414 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto O - porzione 2 - Primo Piano

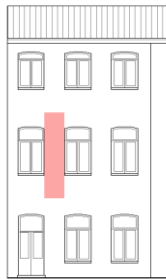


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ s
 con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,39	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,26	d_c [m]	0,2
l [m]	1,19	P_1 [KN]	43,82532	P_2 [KN]	42,103152	P_3 [KN]	25,25418
		N_1 [KN]	20,172	N_2 [KN]	19,598	N_c [KN]	51,0222215

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,19	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,19	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
43,82532	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,19	5,04	0,39

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
42,103152	0,195	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,15708	0,195

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,19	3,93	0,3

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
25,25418	0,15	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	2,46	2,39	13,97

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	20,172	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	19,598	d ₂	0,26	f ₂	10,29
Copertura	N _c	51,0222215	d _c	0,2	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4521807$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1789132 \text{ s}$$

$$m = 3606,6055 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0049433 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0581029 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,02 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 3,9980292 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 117,08306 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 252,2798 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 46,403488 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 46,403488 > 3,9980292 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto O - porzione 3 - Primo Piano

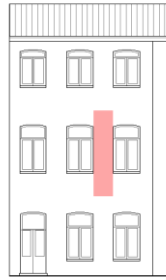


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ s

con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,38	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,25333333	d_c [m]	0,2
l [m]	1,18	P_1 [KN]	43,45704	P_2 [KN]	40,678848	P_3 [KN]	25,04196
		N_1 [KN]	20,582	N_2 [KN]	19,352	N_c [KN]	50,7665625

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,18	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,18	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
43,45704	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,18	5,04	0,38

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
40,678848	0,19	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,15576	0,19

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,18	3,93	0,3

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
25,04196	0,15	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	2,51	2,36	13,9

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	20,582	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	19,352	d ₂	0,25333333	f ₂	10,29
Copertura	N _c	50,7665625	d _c	0,2	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4576481$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1836215 \text{ s}$$

$$m = 3514,1284 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0045727 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0434377 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 6,84 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 3,9094856 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 115,65571 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 257,92976 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 44,942327 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 44,942327 > 3,9094856 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto O - porzione 4 - Primo Piano

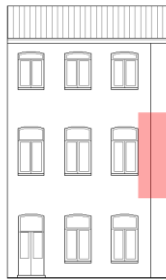


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ scon $H = 14,22$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,38	B_3 [m]	0,3
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,25333333	d_c [m]	0,2
l [m]	0,95	P_1 [KN]	34,9866	P_2 [KN]	32,74992	P_3 [KN]	20,1609
		N_1 [KN]	10,086	N_2 [KN]	9,594	N_c [KN]	27,903348

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	0,95	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
34,9866	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	5,04	0,38

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
32,74992	0,19	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,1254	0,19

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
0,95	3,93	0,3

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
20,1609	0,15	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	1,23	1,17	7,64

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	10,086	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
1° orizzontamento	N ₁	10,086	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	9,594	d ₂	0,25333333	f ₂	10,29
Copertura	N _c	27,903348	d _c	0,2	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4576481$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1836215 \text{ s}$$

$$m = 3514,1284 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0045727 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,0434377 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 6,84 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 3,1474672 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 74,158608 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 205,42551 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 25,648038 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 25,648038 > 3,1474672 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto P - porzione 1 - Piano Terra

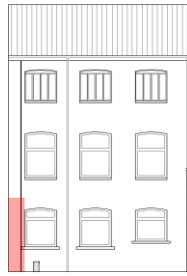


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ s

con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,29333333
l [m]	1,2	P_1 [KN]	44,1936	P_2 [KN]	50,295168	P_3 [KN]	39,218256
		N_1 [KN]	58,794	N_2 [KN]	33,21	N_c [KN]	27,9398707

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,2	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,2	4,65	0,44

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
44,1936	0,22	2,325

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,26	5,04	0,44

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
50,295168	0,22	7,17

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,1584	0,22

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,26	3,93	0,44

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
39,218256	0,22	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	7,17	4,05	7,65

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	58,794	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	33,21	d ₂	0,29333333	f ₂	10,29
Copertura	N _c	27,9398707	d _c	0,29333333	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2932647$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1349893 \text{ s}$$

$$m = 3754,1284 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0070987 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7742187 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,92 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 2,5110816 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 233,29649 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 441,84942 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 58,118724 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 58,118724 > 2,5110816 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto P - porzione 2 - Piano Terra

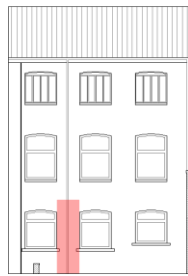


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ scon $H = 14,22$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,29333333
l [m]	1,47	P_1 [KN]	54,13716	P_2 [KN]	58,677696	P_3 [KN]	45,754632
		N_1 [KN]	131,692	N_2 [KN]	72,816	N_c [KN]	59,1302624

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,47	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,47	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
54,13716	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,47	5,04	0,44

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
58,677696	0,22	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,19404	0,22

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,47	3,93	0,44

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
45,754632	0,22	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	16,06	8,88	16,19

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	131,692	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
1° orizzontamento	N ₁	131,692	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	72,816	d ₂	0,29333333	f ₂	10,29
Copertura	N _c	59,1302624	d _c	0,29333333	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2932647$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1349893 \text{ s}$$

$$m = 3754,1284 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0070987 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7742187 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,92 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 3,0760749 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 396,91721 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 613,66297 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 54,787384 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 54,787384 > 3,0760749 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto P - porzione 3 - Piano Terra

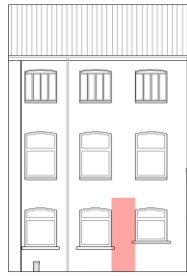


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ s

con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,29333333
l [m]	1,52	P_1 [KN]	55,97856	P_2 [KN]	60,274368	P_3 [KN]	46,999656
		N_1 [KN]	134,07	N_2 [KN]	73,636	N_c [KN]	59,7511484

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,52	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,52	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
55,97856	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,51	5,04	0,44

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
60,274368	0,22	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,20064	0,22

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,51	3,93	0,44

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
46,999656	0,22	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	16,35	8,98	16,36

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	134,07	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
1° orizzontamento	N ₁	134,07	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	73,636	d ₂	0,29333333	f ₂	10,29
Copertura	N _c	59,7511484	d _c	0,29333333	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2932647$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1349893 \text{ s}$$

$$m = 3754,1284 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0070987 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7742187 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,92 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{Sd} vale:

$$M_{Sd} = 3,1807033 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{Sd} = 404,50509 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 604,82221 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 61,331068 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 61,331068 > 3,1807033 = M_{Sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto P - porzione 4 - Piano Terra

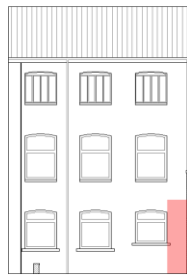


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ s
 con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,29333333
l [m]	1,4	P_1 [KN]	51,5592	P_2 [KN]	55,88352	P_3 [KN]	44,820864
		N_1 [KN]	66,01	N_2 [KN]	37,146	N_c [KN]	43,2794076

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,4	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,4	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
51,5592	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,4	5,04	0,44

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
55,88352	0,22	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,1848	0,22

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,44	3,93	0,44

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
44,820864	0,22	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	8,05	4,53	11,85

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	66,01	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	37,146	d ₂	0,29333333	f ₂	10,29
Copertura	N _c	43,2794076	d _c	0,29333333	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2932647$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1349893 \text{ s}$$

$$m = 3754,1284 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0070987 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7742187 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,92 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 2,9295952 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 274,68819 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 445,92239 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 78,798709 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 78,798709 > 2,9295952 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto P - porzione 1 - Primo Piano

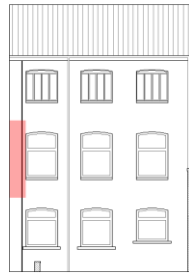


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554 \text{ s}$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451 \text{ s}$

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379 \text{ s}$

con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \text{ KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \text{ KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,29333333
l [m]	1,2	P_1 [KN]	44,1936	P_2 [KN]	50,295168	P_3 [KN]	39,218256
		N_1 [KN]	58,794	N_2 [KN]	33,21	N_c [KN]	27,9398707

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,2	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,2	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
44,1936	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,26	5,04	0,44

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
50,295168	0,22	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,1584	0,22

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,26	3,93	0,44

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
39,218256	0,22	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	7,17	4,05	7,65

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	58,794	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
1° orizzontamento	N ₁	58,794	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	33,21	d ₂	0,29333333	f ₂	10,29
Copertura	N _c	27,9398707	d _c	0,29333333	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+z/H)}{1 + (1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4283627$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1585822 \text{ s}$$

$$m = 4068,9908 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0070987 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,1308776 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,92 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 4,5243607 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 125,67411 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 226,6849 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 55,420372 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 55,420372 > 4,5243607 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto P - porzione 2 - Primo Piano

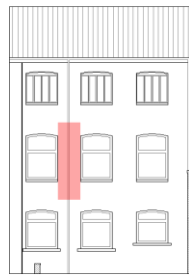


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ scon $H = 14,22$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,29333333
l [m]	1,47	P_1 [KN]	54,13716	P_2 [KN]	58,677696	P_3 [KN]	45,754632
		N_1 [KN]	131,692	N_2 [KN]	72,816	N_c [KN]	59,1302624

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,47	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,47	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
54,13716	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,47	5,04	0,44

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
58,677696	0,22	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,19404	0,22

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,47	3,93	0,44

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
45,754632	0,22	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	16,06	8,88	16,19

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	131,692	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	72,816	d ₂	0,29333333	f ₂	10,29
Copertura	N _c	59,1302624	d _c	0,29333333	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4283627$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1585822 \text{ s}$$

$$m = 4068,9908 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0070987 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,1308776 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,92 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,2784208 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 207,23378 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 320,39855 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 87,725827 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 87,725827 > 5,2784208 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto P - porzione 3 - Primo Piano

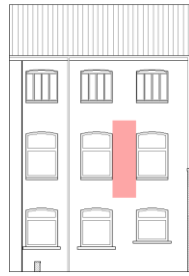


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ s

con $H = 14,22$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,29333333
l [m]	1,52	P_1 [KN]	55,97856	P_2 [KN]	60,274368	P_3 [KN]	46,999656
		N_1 [KN]	134,07	N_2 [KN]	73,636	N_c [KN]	59,7511484

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,52	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,52	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
55,97856	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,51	5,04	0,44

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
60,274368	0,22	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,20064	0,22

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,51	3,93	0,44

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
46,999656	0,22	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	16,35	8,98	16,36

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	134,07	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
1° orizzontamento	N ₁	134,07	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	73,636	d ₂	0,29333333	f ₂	10,29
Copertura	N _c	59,7511484	d _c	0,29333333	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4283627$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1585822 \text{ s}$$

$$m = 4068,9908 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0070987 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,1308776 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,92 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,4220513 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 210,72463 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 317,1653 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 92,311697 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 92,311697 > 5,4220513 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto P - porzione 4 - Primo Piano

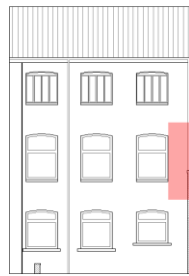


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,3661379$ scon $H = 14,22$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,44	B_2 [m]	0,44	B_3 [m]	0,44
Z [m]	0	H_1 [m]	4,65	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,93
H_{tot} [m]	14,22	d_1 [m]	0,29333333	d_2 [m]	0,29333333	d_c [m]	0,29333333
l [m]	1,4	P_1 [KN]	51,5592	P_2 [KN]	55,88352	P_3 [KN]	44,820864
		N_1 [KN]	66,01	N_2 [KN]	37,146	N_c [KN]	43,2794076

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,4	μ	0,6
s [m]	0,22	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,4	4,65	0,44

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
51,5592	0,22	2,325

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,584	0,11

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,4	5,04	0,44

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
55,88352	0,22	7,17

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,1848	0,22

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,44	3,93	0,44

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
44,820864	0,22	11,655

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	8,05	4,53	11,85

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	66,01	d ₁	0,29333333	f ₁	4,95
2° orizzontamento	N ₂	37,146	d ₂	0,29333333	f ₂	10,29
Copertura	N _c	43,2794076	d _c	0,29333333	f _c	14,22

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4283627$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1585822 \text{ s}$$

$$m = 4068,9908 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0070987 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,1308776 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,92 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,0270674 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 153,37283 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 248,98187 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 71,981799 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 71,981799 > 5,0270674 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto Q - porzione 1 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,353708$ s

con $H = 13,58$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,4
Z [m]	0	H_1 [m]	4,44	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,58	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,26666667
l [m]	1,98	P_1 [KN]	66,461472	P_2 [KN]	76,06872	P_3 [KN]	53,676
		N_1 [KN]	40,918	N_2 [KN]	41,82	N_c [KN]	54,9666738

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,98	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,98	4,44	0,42

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
66,461472	0,21	2,22

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,95	5,04	0,43

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
76,06872	0,215	6,96

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,24948	0,215

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,13	3,5	0,4

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
53,676	0,2	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,99	5,1	15,05

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	40,918	d ₁	0,28	f ₁	4,74
2° orizzontamento	N ₂	41,82	d ₂	0,28666667	f ₂	10,08
Copertura	N _c	54,9666738	d _c	0,26666667	f _c	13,58

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2918773$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1289326 \text{ s}$$

$$m = 3421,6514 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,006174 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7355308 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,56 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 3,5887401 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 302,44161 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 363,6864 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 155,29283 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 155,29283 > 3,5887401 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto Q - porzione 2 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,353708$ s
 con $H = 13,58$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma_m = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,39
Z [m]	0	H_1 [m]	4,44	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,58	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,26
l [m]	3,13	P_1 [KN]	105,062832	P_2 [KN]	118,199088	P_3 [KN]	79,1154
		N_1 [KN]	75,112	N_2 [KN]	74,702	N_c [KN]	121,620614

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	3,13	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,13	4,44	0,42

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
105,062832	0,21	2,22

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,03	5,04	0,43

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
118,199088	0,215	6,96

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,39438	0,215

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,22	3,5	0,39

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
79,1154	0,195	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	9,16	9,11	33,3

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	75,112	d ₁	0,28	f ₁	4,74
1° orizzontamento	N ₁	75,112	d ₁	0,28	f ₁	4,74
2° orizzontamento	N ₂	74,702	d ₂	0,28666667	f ₂	10,08
Copertura	N _c	121,620614	d _c	0,26	f _c	13,58

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2918773$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1289326 \text{ s}$$

$$m = 3421,6514 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,006174 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7355308 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,56 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,6731093 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 523,1869 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 397,98182 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 387,49884 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 387,49884 > 5,6731093 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto Q - porzione 3 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,353708$ s
 con $H = 13,58$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,38
Z [m]	0	H_1 [m]	4,44	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,58	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,25333333
l [m]	3,13	P_1 [KN]	105,062832	P_2 [KN]	120,539664	P_3 [KN]	78,5232
		N_1 [KN]	76,752	N_2 [KN]	103,074	N_c [KN]	93,8633566

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	3,13	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,13	4,44	0,42

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
105,062832	0,21	2,22

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,09	5,04	0,43

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
120,539664	0,215	6,96

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,39438	0,215

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,28	3,5	0,38

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
78,5232	0,19	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	9,36	12,57	25,7

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	76,752	d ₁	0,28	f ₁	4,74
2° orizzontamento	N ₂	103,074	d ₂	0,28666667	f ₂	10,08
Copertura	N _c	93,8633566	d _c	0,25333333	f _c	13,58

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2918773$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1289326 \text{ s}$$

$$m = 3421,6514 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,006174 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7355308 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,56 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 5,6731093 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 527,19002 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 401,02694 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 387,13854 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 387,13854 > 5,6731093 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto Q - porzione 4 - Piano Terra



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,353708$ s

con $H = 13,58$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,37
Z [m]	0	H_1 [m]	4,44	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,58	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,24666667
l [m]	1,98	P_1 [KN]	66,461472	P_2 [KN]	76,06872	P_3 [KN]	47,7855
		N_1 [KN]	44,116	N_2 [KN]	44,198	N_c [KN]	14,2803784

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,98	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,98	4,44	0,42

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
66,461472	0,21	2,22

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,95	5,04	0,43

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
76,06872	0,215	6,96

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,24948	0,215

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,05	3,5	0,37

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
47,7855	0,185	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	5,38	5,39	3,91

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	44,116	d ₁	0,28	f ₁	4,74
2° orizzontamento	N ₂	44,198	d ₂	0,28666667	f ₂	10,08
Copertura	N _c	14,2803784	d _c	0,24666667	f _c	13,58

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,2918773$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1289326 \text{ s}$$

$$m = 3421,6514 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,006174 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 0,7355308 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,56 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 3,5887401 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 261,44081 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 314,38289 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 151,13003 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 151,13003 > 3,5887401 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto Q - porzione 1 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,353708$ s

con $H = 13,58$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,4
Z [m]	0	H_1 [m]	4,44	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,58	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,26666667
l [m]	1,98	P_1 [KN]	66,461472	P_2 [KN]	76,06872	P_3 [KN]	53,676
		N_1 [KN]	40,918	N_2 [KN]	41,82	N_c [KN]	54,9666738

Allegati

Meccanismi locali di collasso

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,98	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,98	4,44	0,42

Peso proprio P_1 [KN]	Braccio stabilizzante b_1 [m]	Braccio instabilizzante h_1 [m]
66,461472	0,21	2,22

Peso cordolo W_1 [KN]	Braccio stabilizzante B_{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,95	5,04	0,43

Peso proprio P_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_2 [m]	Braccio instabilizzante h_2 [m]
76,06872	0,215	6,96

Peso cordolo W_2 [KN]	Braccio stabilizzante b_{w2} [m]
0,24948	0,215

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,13	3,5	0,4

Peso proprio P_3 [KN]	Braccio stabilizzante b_3 [m]	Braccio instabilizzante h_3 [m]
53,676	0,2	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	4,99	5,1	15,05

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N _i		d _i		f _i	
1° orizzontamento	N ₁	40,918	d ₁	0,28	f ₁	4,74
2° orizzontamento	N ₂	41,82	d ₂	0,28666667	f ₂	10,08
Copertura	N _c	54,9666738	d _c	0,26666667	f _c	13,58

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4422231$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1622701 \text{ s}$$

$$m = 3976,5138 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0066256 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,1409356 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,74 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 7,0642623 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 188,74651 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 225,1002 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 129,20104 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 129,20104 > 7,0642623 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto Q - porzione 2 - Primo Piano

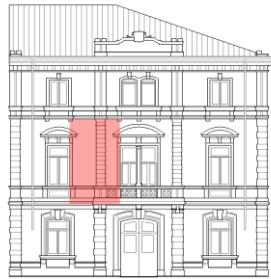


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$ Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$ Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$ **PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$ Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$ **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)**Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ sPeriodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ sPrimo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,353708$ scon $H = 13,58$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)**

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,39
Z [m]	0	H_1 [m]	4,44	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,58	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,26
l [m]	3,13	P_1 [KN]	105,062832	P_2 [KN]	118,199088	P_3 [KN]	79,1154
		N_1 [KN]	75,112	N_2 [KN]	74,702	N_c [KN]	121,620614

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	3,13	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,13	4,44	0,42

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
105,062832	0,21	2,22

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,03	5,04	0,43

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
118,199088	0,215	6,96

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,39438	0,215

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,22	3,5	0,39

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
79,1154	0,195	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	9,16	9,11	33,3

Orizzontamento	Carico [kN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	75,112	d ₁	0,28	f ₁	4,74
1° orizzontamento	N ₁	75,112	d ₁	0,28	f ₁	4,74
2° orizzontamento	N ₂	74,702	d ₂	0,28666667	f ₂	10,08
Copertura	N _c	121,620614	d _c	0,26	f _c	13,58

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4422231$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1622701 \text{ s}$$

$$m = 3976,5138 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0066256 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,1409356 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,74 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 10,976777 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 334,93194 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 257,0665 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 334,77917 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 334,77917 > 10,976777 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto Q - porzione 3 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$

Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$

Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s

Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,353708$ s

con $H = 13,58$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2):

Fattore parziale di confidenza (Linee Guida):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura:

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$f_c = 888,89 \quad \text{KN/m}^2$$

Resistenza a taglio di calcolo della muratura:

$$f_v = 22,22 \quad \text{KN/m}^2$$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,38
Z [m]	0	H_1 [m]	4,44	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,58	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,25333333
l [m]	3,13	P_1 [KN]	105,062832	P_2 [KN]	120,539664	P_3 [KN]	78,5232
		N_1 [KN]	76,752	N_2 [KN]	103,074	N_c [KN]	93,8633566

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	3,13	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI**Peso proprio muratura***Piano Terra*

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,13	4,44	0,42

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
105,062832	0,21	2,22

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,09	5,04	0,43

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
120,539664	0,215	6,96

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,39438	0,215

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
3,28	3,5	0,38

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
78,5232	0,19	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai*Primo orizzontamento*

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	9,36	12,57	25,7

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁	76,752	d ₁	0,28	f ₁	4,74
1° orizzontamento	N ₁	76,752	d ₁	0,28	f ₁	4,74
2° orizzontamento	N ₂	103,074	d ₂	0,28666667	f ₂	10,08
Copertura	N _c	93,8633566	d _c	0,25333333	f _c	13,58

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4422231$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1622701 \text{ s}$$

$$m = 3976,5138 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0066256 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,1409356 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,74 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 11,194139 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 336,12477 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 252,97266 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 345,43815 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 345,43815 > 11,194139 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA FUORI PIANO DI UNA PARETE SOGGETTA A SFORZO NORMALE E MOMENTO FLETTENTE

Complesso Cavalli - Prospetto Q - porzione 4 - Primo Piano



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Coefficiente di categoria sottosuolo (C) e condizioni topografiche (T_1): $S = S_S \cdot S_T \Rightarrow S = 1,5$
 Amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$ $C_c = 1,4961002$
 Amplificazione topografica: $S_T = 1,00$

PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Stato limite ultimo : SLV - Stato limite di salvaguardia della vita
 Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,961$
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_0 = 2,604$
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c^* = 0,342$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 3.2.3 e 7.3.5)

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_c = 0,5116663$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante: $T_B = 0,1705554$ s
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: $T_D = 1,9918451$ s
 Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata: $T_1 = 0,353708$ s
 con $H = 13,58$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (Circolare n. 617 del 2/2/2009 - C8.A)

Tipologia muraria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce
 Assumendo un livello di conoscenza LC1 (C8.A.1), si ricavano i seguenti valori (tabella C8.A.2.1):

$f_m =$	2400	KN/m ²
$\tau_m =$	60	KN/m ²
$E =$	1500000	KN/m ²
$G =$	500000	KN/m ²
$w =$	18	KN/m ³

Coefficiente correttivo dei parametri meccanici (Tabella C8.A.2.2): $\gamma_m = 1$
 Fattore parziale di confidenza (Linee Guida): $F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$
 Coefficiente parziale di sicurezza per strutture in muratura: $\gamma_m = 2$
 Resistenza a compressione di calcolo della muratura: $f_c = 888,89$ KN/m²
 Resistenza a taglio di calcolo della muratura: $f_v = 22,22$ KN/m²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE - DATI DELLA PARETE

N	3	B_1 [m]	0,42	B_2 [m]	0,43	B_3 [m]	0,37
Z [m]	0	H_1 [m]	4,44	H_2 [m]	5,04	H_3 [m]	3,5
H_{tot} [m]	13,58	d_1 [m]	0,28	d_2 [m]	0,28666667	d_c [m]	0,24666667
l [m]	1,98	P_1 [KN]	66,461472	P_2 [KN]	76,06872	P_3 [KN]	47,7855
		N_1 [KN]	44,116	N_2 [KN]	44,198	N_c [KN]	14,2803784

DATI DEL CORDOLO

t [m]	0,3	l [m]	1,98	μ	0,6
s [m]	0,21	γ [KN/m ³]	24		

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio muratura

Piano Terra

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,98	4,44	0,42

Peso proprio P ₁ [KN]	Braccio stabilizzante b ₁ [m]	Braccio instabilizzante h ₁ [m]
66,461472	0,21	2,22

Peso cordolo W ₁ [KN]	Braccio stabilizzante B _{w1} [m]
1,512	0,105

Piano Primo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
1,95	5,04	0,43

Peso proprio P ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b ₂ [m]	Braccio instabilizzante h ₂ [m]
76,06872	0,215	6,96

Peso cordolo W ₂ [KN]	Braccio stabilizzante b _{w2} [m]
0,24948	0,215

Piano Secondo

Larghezza parete [m]	Altezza parete [m]	Spessore parete [m]
2,05	3,5	0,37

Peso proprio P ₃ [KN]	Braccio stabilizzante b ₃ [m]	Braccio instabilizzante h ₃ [m]
47,7855	0,185	11,23

Materiali dei solai

Materiale	Peso proprio [KN/m ²]
Struttura travi solaio tipo Hennebique	0,6
Soletta di c.a. - sp. 10 cm	2,5
Massetto	1,4
Pavimento in piastrelle - sp. 4 cm	0,4
Intonaco all'intradosso - sp. 1,5 cm	0,3

Peso dei solai

Primo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,1} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,1} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,1} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Secondo orizzontamento

Carichi permanenti

$$G_{1,2} = 3,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso

$$G_{2,2} = 2,1 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{1,2} = 5 \quad \text{KN/m}^2$$

Peso copertura

Carichi permanenti

$$G_{1,c} = 3,0137688 \quad \text{KN/m}^2$$

$$G_{2,c} = 0,6385019 \quad \text{KN/m}^2$$

Carico neve (NTC2008 - 3.4.1 e 3.4.2)

$$Q_{1,c} = 0,8 \quad \text{KN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili (NTC2008 - Tabella 3.1.II)

$$Q_{2,c} = 0,5 \quad \text{KN/m}^2$$

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

Carico primo orizzontamento

$$G_{1,1} + G_{2,1} + 0,6 \cdot Q_{1,1} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,1} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico secondo orizzontamento

$$G_{1,2} + G_{2,2} + 0,6 \cdot Q_{1,2} = 8,2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,2} = 0,6 - \text{cat. C (ambienti suscettibili di affollamento)}$$

Carico copertura

$$G_{1,c} + G_{2,c} + 0,0 \cdot Q_{1,c} + 0,0 \cdot Q_{2,c} = 3,6522707 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{con } \psi_{2,c} = 0,0 - \text{cat. H (coperture); neve}$$

Area d'influenza della parete [m ²]	Primo orizzontamento	Secondo orizzontamento	Copertura
	5,38	5,39	3,91

Orizzontamento	Carico [KN]		Braccio stabilizzante [m]		Braccio instabilizzante [m]	
	N ₁		d ₁		f ₁	
1° orizzontamento	N ₁	44,116	d ₁	0,28	f ₁	4,74
2° orizzontamento	N ₂	44,198	d ₂	0,28666667	f ₂	10,08
Copertura	N _c	14,2803784	d _c	0,24666667	f _c	13,58

VERIFICA FUORI PIANO PER SOLLECITAZIONI FLETTENTI E ASSIALI

Calcolo dell'azione sismica

$$S_a = (a_g S/g) \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq a_g S/g \quad \Rightarrow \quad 0,4422231$$

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{5h^3 m}{384EJ}} = 0,1622701 \text{ s}$$

$$m = 3976,5138 \text{ kg}$$

$$E = 1,5E+09 \text{ N/m}^2$$

$$J = 0,0066256 \text{ m}^4$$

$$p_a = (W_a S_a)/q_a = 1,1409356 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 7,74 \text{ KN}$$

$$q_a = 3$$

Primo periodo di vibrazione dell'elemento strutturale

Massa della parete

Modulo Elastico

Modulo d'inerzia

Pressione statica equivalente all'azione sismica

Peso di una porzione di parete 1x1m

Fattore di struttura dell'elemento

Il momento sollecitante M_{sd} vale:

$$M_{sd} = 7,0642623 \text{ KNm}$$

Calcolo del momento resistente M_{Rd}

$$N_{sd} = 144,54772 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_0 = 172,38845 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{Rd} = (I^2 t \sigma_0) / 2 [1 - (\sigma_0 / 0,85 f_c)] = 108,77835 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd} = 108,77835 > 7,0642623 = M_{sd} \quad \text{VERIFICATO}$$

Allegato 2:

Meccanismi locali di collasso: c-Sisma

Procedura automatica per il calcolo del coefficiente sismico e verifica di pareti in muratura in LC1.....	1
Corpo A	
Meccanismo 1.1: Parete 1 piano monolitica semplicemente appoggiata.....	1
Meccanismo 1.3: Parete 2 piani monolitica semplicemente appoggiata.....	15
Meccanismo 1.9: Parete 3 piani monolitica semplicemente appoggiata.....	27
Meccanismo 1.19: Parete 4 piani monolitica semplicemente appoggiata.....	37
Meccanismo 1.4: Parete 1 piano connessa alla muratura ortogonale.....	39
Meccanismo 1.13: Ribaltamento globale per parete a 2 piani (Vulnus).....	65
Meccanismo 1.11: Ribaltamento globale per parete a 3 piani (Vulnus).....	88
Corpo B	
Meccanismo 1.16: Parete 2 piani – Ribaltamento globale con coefficiente di attrito e di compenetrazione (Vulnus).....	103
Meccanismo 1.7: Parete trattenuta superiormente da cordolo.....	111
Meccanismo 1.18: Parete trattenuta superiormente da cordolo.....	119
Meccanismo 1.12: Parete a 3 piani - Rottura per trazione dell'ultimo piano (Vulnus).....	127
Corpo C	
Meccanismo 1.16: Parete 2 piani – Ribaltamento globale con coefficiente di attrito e di compenetrazione (Vulnus).....	135
Meccanismo 1.7: Parete trattenuta superiormente da cordolo.....	141
Meccanismo 1.18: Parete trattenuta superiormente da cordolo.....	147
Meccanismo 1.12: Parete a 3 piani - Rottura per trazione dell'ultimo piano (Vulnus).....	153
Procedura automatica per il calcolo del coefficiente sismico e verifica di pareti in muratura in LC2.....	159
Corpo A	
Meccanismo 1.1: Parete 1 piano monolitica semplicemente appoggiata.....	159
Meccanismo 1.3: Parete 2 piani monolitica semplicemente appoggiata.....	173

Meccanismo 1.9: Parete 3 piani monolitica semplicemente appoggiata.....	185
Meccanismo 1.19: Parete 4 piani monolitica semplicemente appoggiata....	195
Meccanismo 1.4: Parete 1 piano connessa alla muratura ortogonale.....	197
Meccanismo 1.13: Ribaltamento globale per parete a 2 piani (Vulnus).....	223
Meccanismo 1.11: Ribaltamento globale per parete a 3 piani (Vulnus).....	246
Corpo B	
Meccanismo 1.16: Parete 2 piani – Ribaltamento globale con coefficiente di attrito e di compenetrazione (Vulnus).....	261
Meccanismo 1.7: Parete trattenuta superiormente da cordolo.....	269
Meccanismo 1.18: Parete trattenuta superiormente da cordolo.....	277
Meccanismo 1.12: Parete a 3 piani - Rottura per trazione dell'ultimo piano (Vulnus).....	285
Corpo C	
Meccanismo 1.16: Parete 2 piani – Ribaltamento globale con coefficiente di attrito e di compenetrazione (Vulnus).....	293
Meccanismo 1.7: Parete trattenuta superiormente da cordolo.....	299
Meccanismo 1.18: Parete trattenuta superiormente da cordolo.....	305
Meccanismo 1.12: Parete a 3 piani - Rottura per trazione dell'ultimo piano (Vulnus).....	311

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	N	1
h_3 [m]	3,46	Z [m]	10,22

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

P_3 [KN]	20,5524	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,22		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0746$
Massa partecipante:	$M^* = 30,0398/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,8904$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,062074 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1838
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,1803 m$	$a^*/FC = 0,062061$
$d_0^* = 0,2025 m$	$\theta = 4,2972^\circ$

$d_u^* = 0,081 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0769 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0661 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0769 m \leq 0,081 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

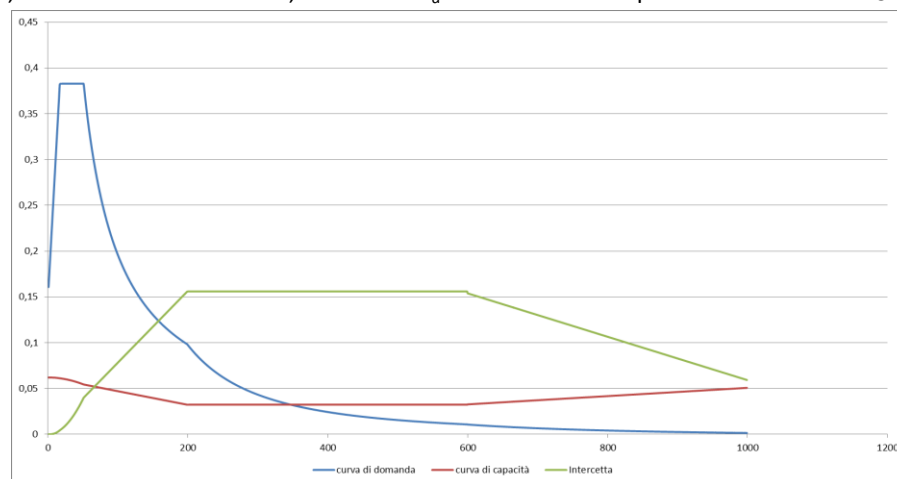


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.2



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,44	N	1
h_3 [m]	9,19	Z [m]	4,8

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

P_3 [KN]	72,7848	H_{tot} [m]	13,99
N_3 [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0403$
Massa partecipante:	$M^* = 78,3244/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,9111$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,0327407 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0673
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0788
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,2119 m$	$a^*/FC = 0,032766$
$d_0^* = 0,2326 m$	$\theta = 2,2918^\circ$

$d_u^* = 0,093 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0349 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 m \leq 0,093 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

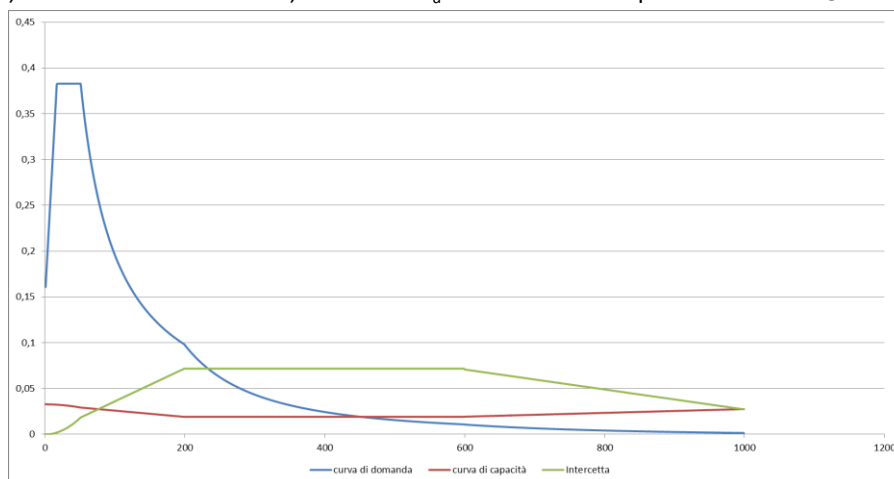


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	N	1
h_3 [m]	3,4	Z [m]	10,11

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

P_3 [KN]	20,196	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,22		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0758$
Massa partecipante:	$M^* = 29,7298/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,8906$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,063037 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1572
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1841
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,1816 m$	$a^*/FC = 0,063043$
$d_0^* = 0,2039 m$	$\theta = 4,3927^\circ$
$d_u^* = 0,0816 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0764 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0652 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0764 m \leq 0,0816 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

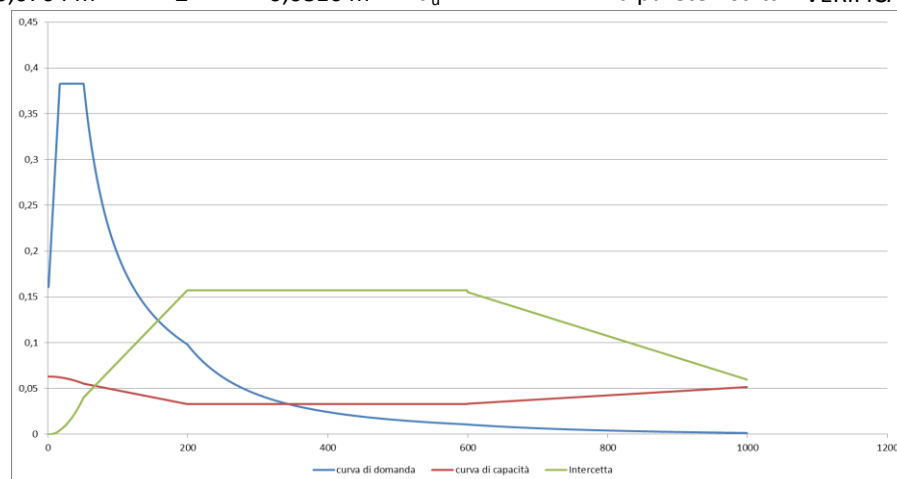


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto B

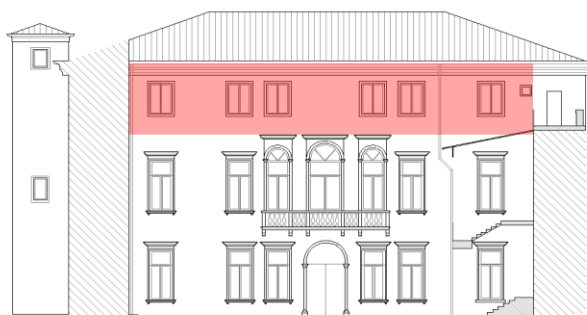


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	N	1
h_3 [m]	3,7	Z [m]	10,28

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

P_3 [KN]	19,98	H_{tot} [m]	13,98
N_3 [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,2		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,45	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0615
Massa partecipante:	$M^* =$	32,4119/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,8945
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0509629 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,181
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1651 m	$a^*/FC =$	0,050926
$d_0^* =$	0,1846 m	$\theta =$	3,5332°

$d_u^* =$	0,0738 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0808 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0689 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0808 \text{ m} \leq 0,0738 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

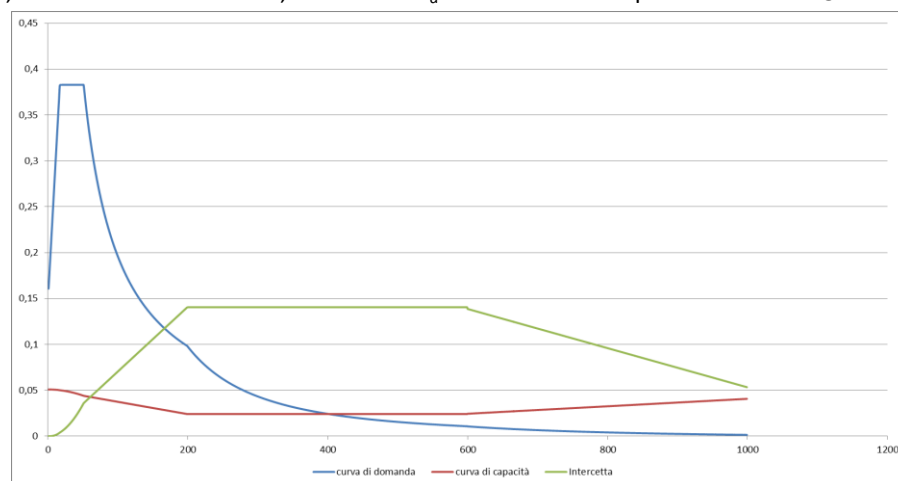


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto D



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	N	1
h_3 [m]	3,4	Z [m]	10,11

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

P_3 [KN]	18,36	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,2		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,84	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,07$
Massa partecipante:	$M^* = 25,5505/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,8893$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,0583704 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1572
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1841
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,1618 m$	$a^*/FC = 0,058309$
$d_0^* = 0,182 m$	$\theta = 4,0107^\circ$
$d_u^* = 0,0728 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,075 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0643 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,075 m \leq 0,0728 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

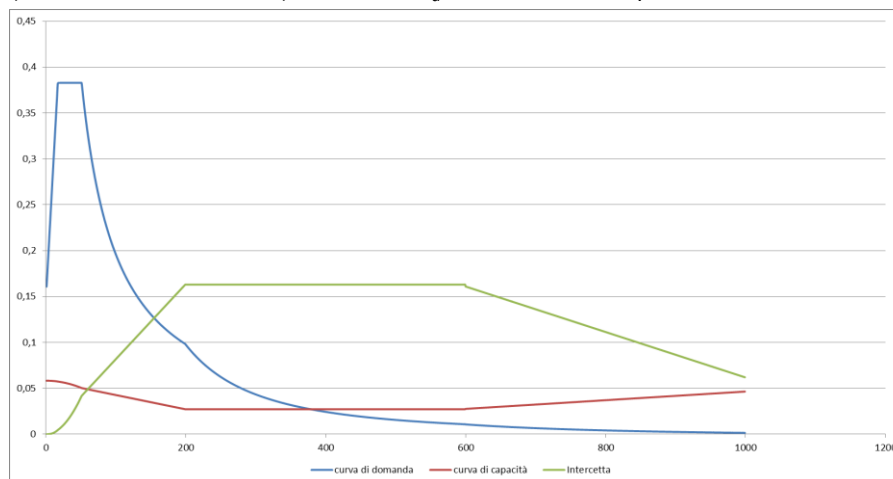


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto D torre

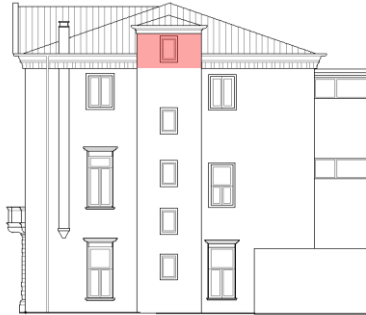


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,29	N	1
h_3 [m]	2,2	Z [m]	10,55

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

P_3 [KN]	11,484	H_{tot} [m]	15,41
N_3 [KN]	3,531041		
d_3 [m]	0,219333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	1,356	1,356

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,1095$
Massa partecipante:	$M^* = 14,4773/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,8897$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,091111 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1491
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1747
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,1539 m$	$a^*/FC = 0,091167$
$d_0^* = 0,173 m$	$\theta = 6,207^\circ$
$d_u^* = 0,0692 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0584 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0597 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0597 m \leq 0,0692 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

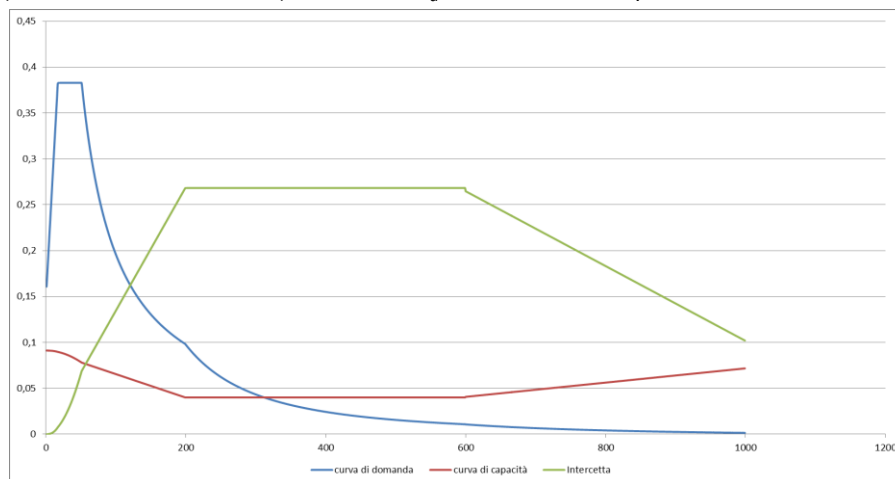


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto T

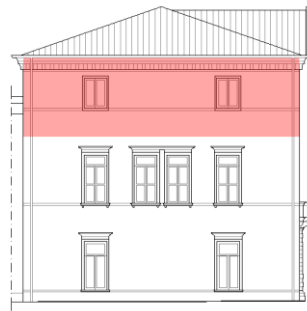


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	N	1
h_3 [m]	3,46	Z [m]	10,22

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

P_3 [KN]	18,684	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,2		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,75	2,75

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0692$
Massa partecipante:	$M^* = 25,5395/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,889$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,057296 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1838
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,1594 m$	$a^*/FC = 0,057658$
$d_0^* = 0,1793 m$	$\theta = 3,9152^\circ$
$d_u^* = 0,0717 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,075 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0649 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,075 m \leq 0,0717 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

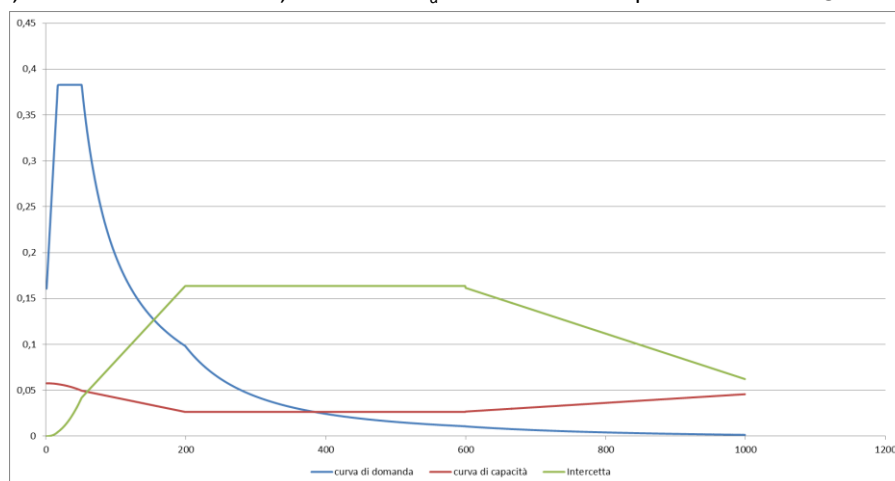


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,47	N	2
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	Z [m]	4,65

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

P_3 [KN]	20,5524	P_2 [KN]	47,1222	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,31333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,27	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,043$
Massa partecipante:	$M^* = 99,3216/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,8464$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,0376296 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0714
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0836
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,2314 m$	$a^*/FC = 0,037633$
$d_0^* = 0,2734 m$	$\theta = 2,5783^\circ$
$d_u^* = 0,1093 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,041 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 m \leq 0,1093 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

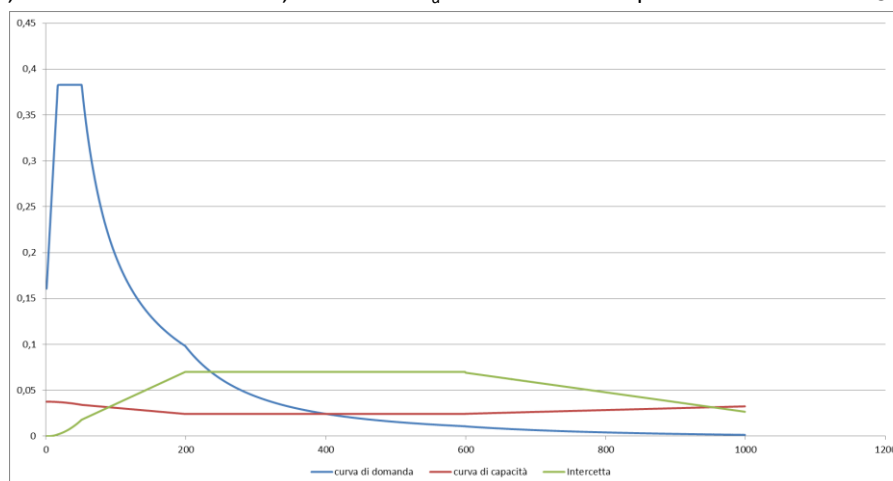


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.2



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,44	b_2 [KN]	0,44	N	2
h_3 [m]	9,19	h_2 [m]	4,8	Z [m]	0

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

P_3 [KN]	72,7848	P_2 [KN]	38,016	H_{tot} [m]	13,99
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,29333	d_2 [m]	0,28333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,115	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0286$
Massa partecipante:	$M^* = 117,8257/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,7983$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,0265185 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,2059 m$	$a^*/FC = 0,026536$
$d_0^* = 0,2579 m$	$\theta = 1,6234^\circ$

$d_u^* = 0,1032 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 m \leq 0,1032 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

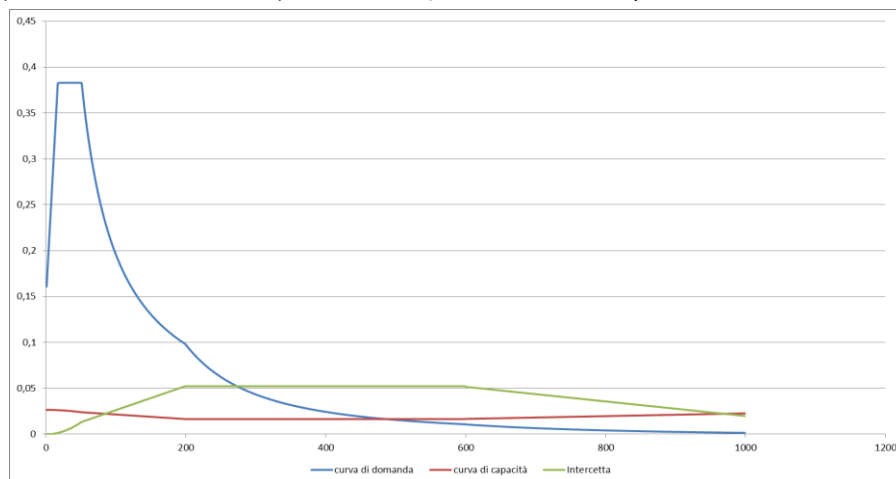


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,44	N	2
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	Z [m]	4,65

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

P_3 [KN]	20,196	P_2 [KN]	43,2432	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,27	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0411$
Massa partecipante:	$M^* = 96,2241/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,8507$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,035777 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0723
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0847
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,2131 m$	$a^*/FC = 0,035788$
$d_0^* = 0,2505 m$	$\theta = 2,3873^\circ$
$d_u^* = 0,1002 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0404 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 m \leq 0,1002 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

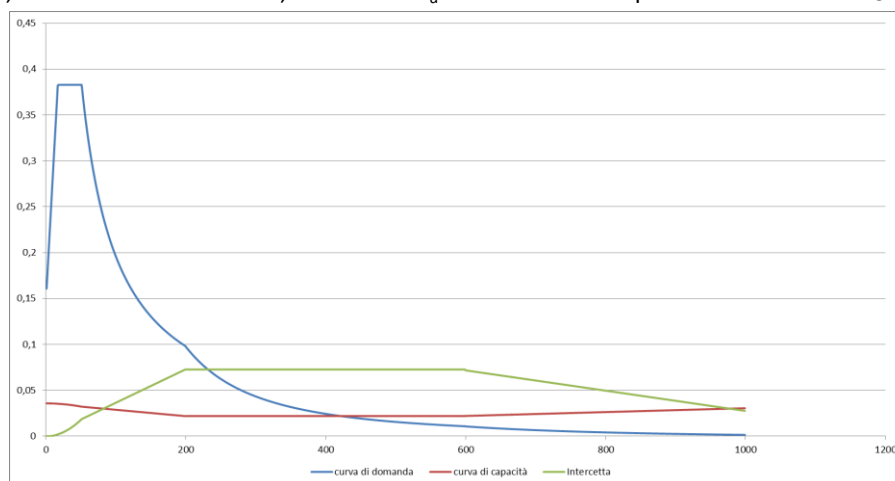


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto B



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,44	N	2
h_3 [m]	3,7	h_2 [m]	5,5	Z [m]	4,78

P_3 [KN]	19,98	P_2 [KN]	43,56	H_{tot} [m]	13,98
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,5	4,45	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0379$
Massa partecipante:	$M^* = 89,0166/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,8298$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,0338518 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0718
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0841
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,2115 m$	$a^*/FC = 0,033833$
$d_0^* = 0,2549 m$	$\theta = 2,2918^\circ$

$d_u^* = 0,1019 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0427 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 m \leq 0,1019 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

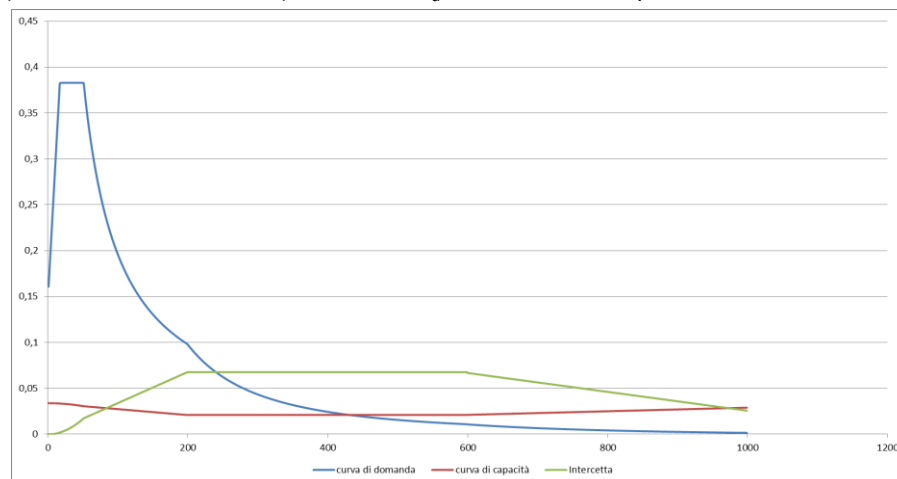


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto D

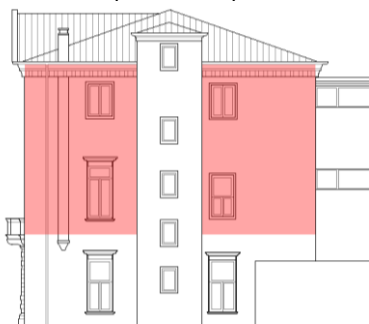


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,45	N	2
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	Z [m]	4,65

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

P_3 [KN]	18,36	P_2 [KN]	43,56	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,3		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	1,18	2,84	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0413$
Massa partecipante:	$M^* = 69,6507/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,8105$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,0377037 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0723
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0847
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,2092 m$	$a^*/FC = 0,037744$
$d_0^* = 0,2581 m$	$\theta = 2,4828^\circ$

$d_u^* = 0,1032 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,04 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 m \leq 0,1032 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

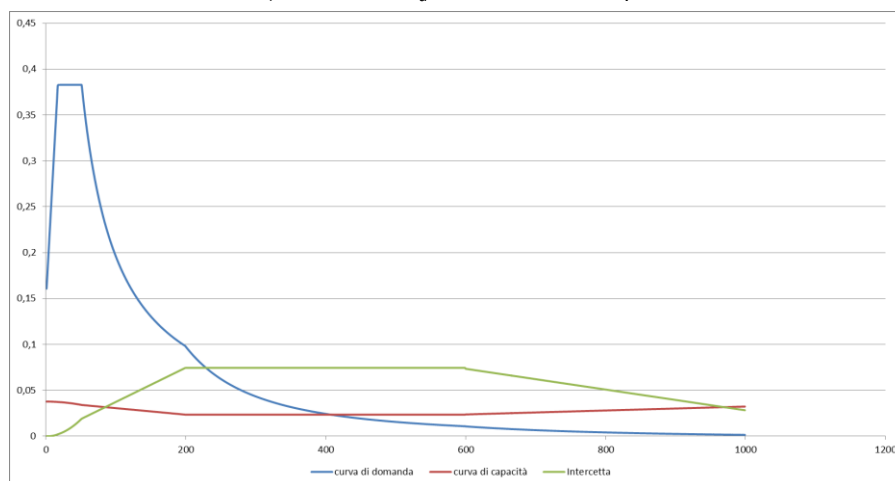


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto T

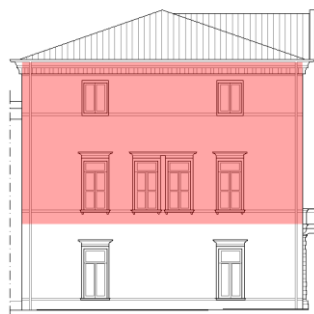


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,43	N	2
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	Z [m]	4,65

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

P_3 [KN]	18,684	P_2 [KN]	43,1118	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,28667		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	1,24	2,75	2,75

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0389$
Massa partecipante:	$M^* = 65,5976/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,8143$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,035407 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0714
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0836
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,2062 m$	$a^*/FC = 0,035387$
$d_0^* = 0,2532 m$	$\theta = 2,3873^\circ$

$d_u^* = 0,1013 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0407 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 m \leq 0,1013 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

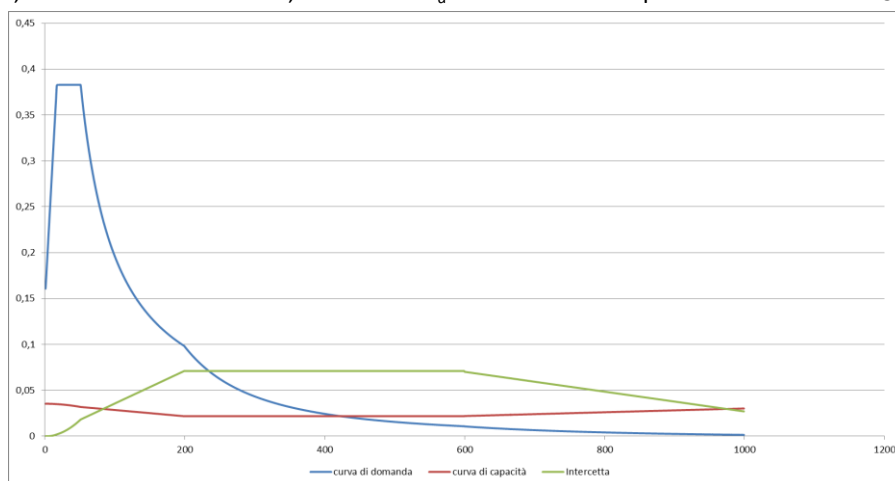


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.9: PARETE 3 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,47	b_1 [KN]	0,47	N	3
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0

P_3 [KN]	20,5524	P_2 [KN]	47,1222	P_1 [KN]	39,339	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908	N_1 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,31333	d_1 [m]	0,31333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{Kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,115	3,27	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0286$
Massa partecipante:	$M^* = 145,4163/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,8066$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,026296 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,2122 m$	$a^*/FC = 0,028194$
$d_0^* = 0,2631 m$	$\theta = 1,6234^\circ$

$d_u^* = 0,1052 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 m \leq 0,1052 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

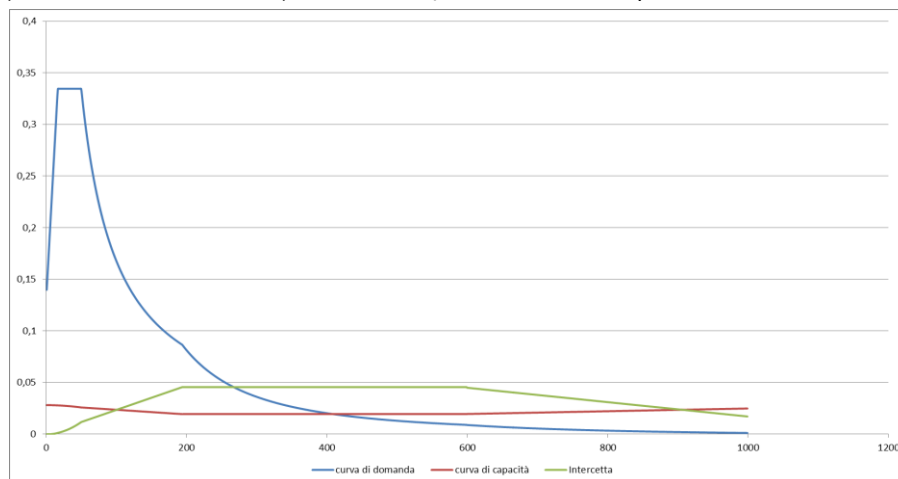


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.9: PARETE 3 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,44	b_1 [KN]	0,44	N	3
h_3 [m]	3,7	h_2 [m]	5,5	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0

P ₃ [KN]	19,98	P ₂ [KN]	43,56	P ₁ [KN]	37,8576	H _{tot} [m]	13,68
N ₃ [KN]	3,652271	N ₂ [KN]	7,99408	N ₁ [KN]	7,99408		
d ₃ [m]	0,2	d ₂ [m]	0,29333	d ₁ [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,115	3,27	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0271$
Massa partecipante:	$M^* = 140,6396/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,8104$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,0247407 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a _g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a _g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d*, a* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

d _{k0} = 0,1997 m	a*/FC = 0,026599
d ₀ * = 0,2465 m	θ = 1,5279°

d _u * = 0,0986 m	Capacità di spostamento ultimo
Δ _d = 0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,0986 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

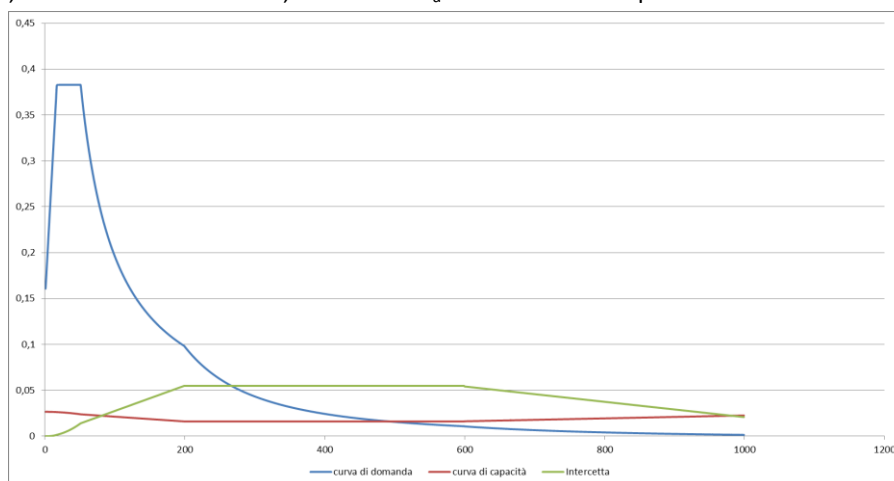


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.9: PARETE 3 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto B

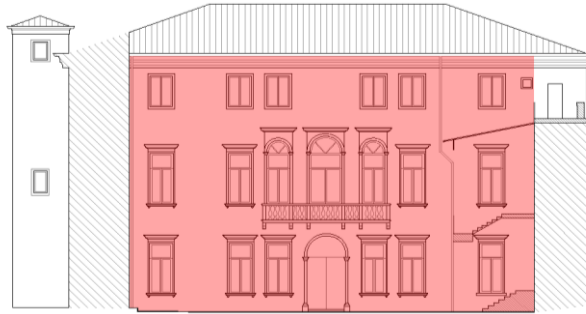


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,44	b_1 [KN]	0,44	N	3
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0

P_3 [KN]	20,196	P_2 [KN]	43,2432	P_1 [KN]	36,828	H_{tot} [m]	13,98
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908	N_1 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,29333	d_1 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	1,08	2,5	4,45	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0249$
Massa partecipante:	$M^* = 125,7623/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,801$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,023037 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,1824 m$	$a^*/FC = 0,024414$
$d_0^* = 0,2277 m$	$\theta = 1,3369^\circ$

$d_u^* = 0,0911 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 m \leq 0,0911 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

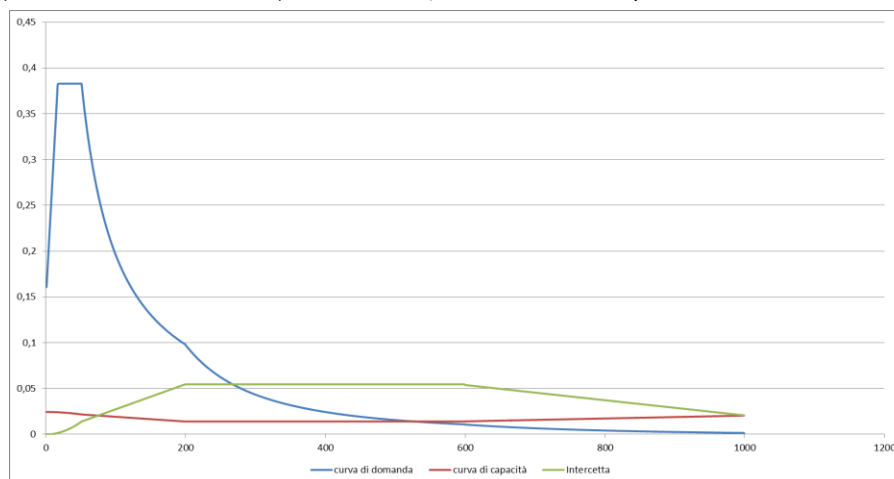


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.9: PARETE 3 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto D



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,45	b_1 [KN]	0,45	N	3
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0

P_3 [KN]	18,36	P_2 [KN]	44,226	P_1 [KN]	37,665	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408	N_1 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,3	d_1 [m]	0,3		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,26	1,18	2,84	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0295$
Massa partecipante:	$M^* = 115,8884/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,7811$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,028 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,194 m$	$a^*/FC = 0,029398$
$d_0^* = 0,2484 m$	$\theta = 1,6234^\circ$

$d_u^* = 0,0994 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 m \leq 0,0994 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

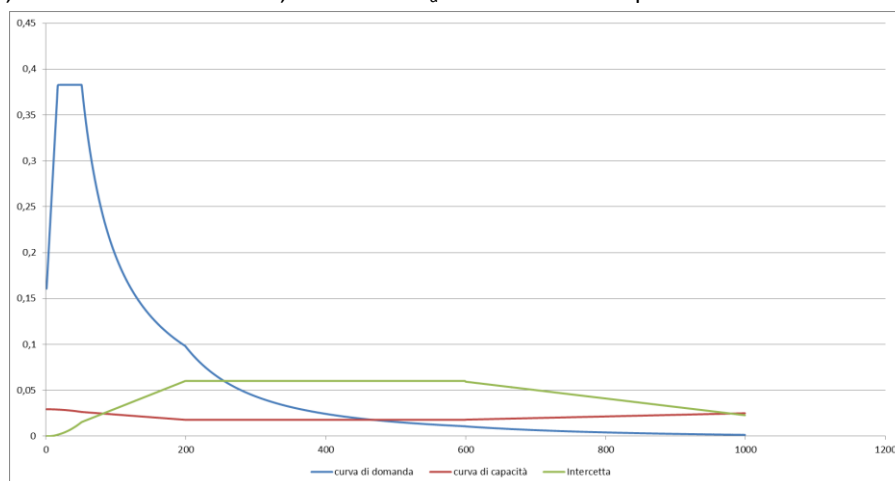


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.9: PARETE 3 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto T

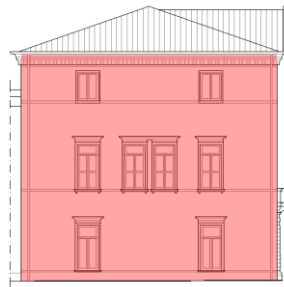


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,43	b_1 [KN]	0,43	N	3
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0

P ₃ [KN]	18,684	P ₂ [KN]	43,1118	P ₁ [KN]	35,991	H _{tot} [m]	13,68
N ₃ [KN]	3,652271	N ₂ [KN]	7,99408	N ₁ [KN]	7,99408		
d ₃ [m]	0,2	d ₂ [m]	0,286667	d ₁ [m]	0,286667		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	1,96	1,24	2,75	2,75

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0275$
Massa partecipante:	$M^* = 111,9036/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,7825$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,0260741 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a _g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a _g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d*, a* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

d _{k0} = 0,1873 m	a*/FC = 0,027358
d _{0*} = 0,2393 m	θ = 1,5279°

d _{u*} = 0,0957 m	Capacità di spostamento ultimo
Δ _d = 0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,0957 \text{ m} = d_{u}^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

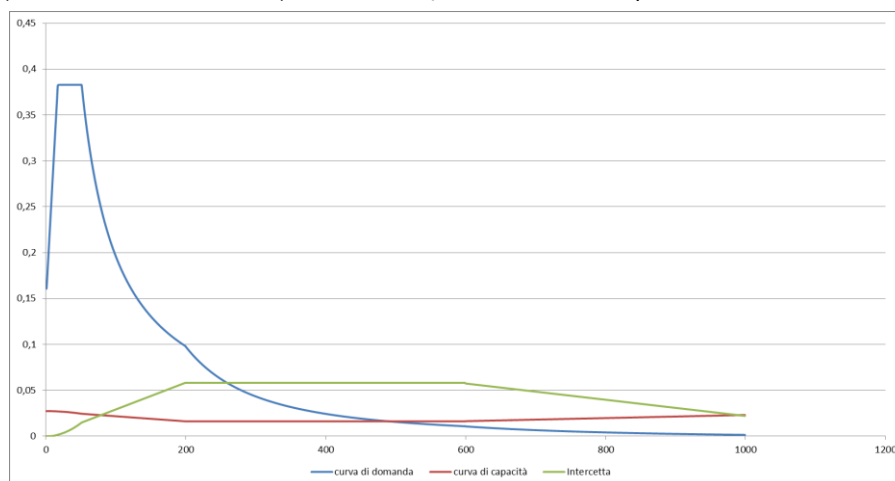


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.19: PARETE 4 PIANI SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto D torre



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_4 [KN]	0,29	b_3 [KN]	0,31	b_2 [KN]	0,31	b_1 [KN]	0,31
h_4 [m]	2,2	h_3 [m]	2,94	h_2 [m]	5,41	h_1 [m]	4,86

P ₄ [KN]	11,484	P ₃ [KN]	16,4052	P ₂ [KN]	30,1878	P ₁ [KN]	27,1188
N ₄ [KN]	3,531041	N ₃ [KN]	0,79008	N ₂ [KN]	7	N ₁ [KN]	7
d ₄ [m]	0,19333	d ₃ [m]	0,20667	d ₂ [m]	0,20667	d ₁ [m]	0,20667
N	4	Z [m]	0	H _{tot} [m]	15,41		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	2	2	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	0,923	0,923	0,993	1,356

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0175$
Massa partecipante:	$M^* = 83,6296/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,7801$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,0165926 g$

STATO LIMITE DI DANNO 0,043

a _g	0,037
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SL 0,098

a _g	0,085
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d*, a* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

d _{k0} = 0,1414 m	a*/FC = 0,016601
d ₀ * = 0,1811 m	θ = 1,0027°

d _u * = 0,0724 m	Capacità di spostamento ultimo
Δ _d = 0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 m \leq 0,0724 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

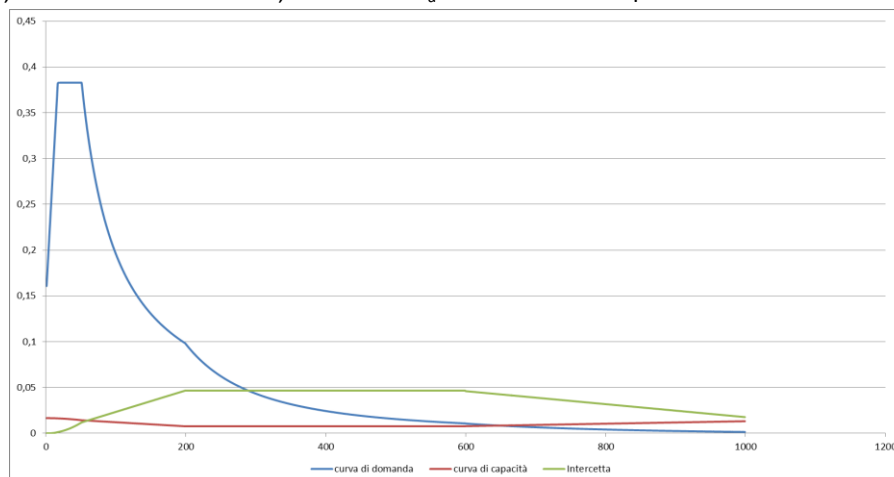


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto A.a

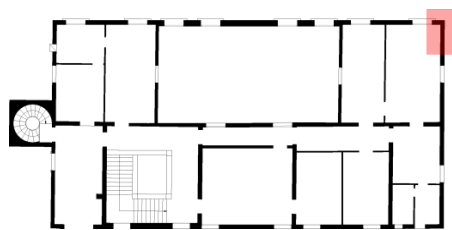
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_{cuneo} [KN]	1,998	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	20,5524	P_{cuneo} [KN]	62,2177	H_{tot} [m]	13,68

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [kN]	3,652271	N_{cuneo} [kN]	3,652271
d_3 [m]	0,22	d_{cuneo} [m]	0,666

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,3009
Massa partecipante:	$M^* =$	104,1412/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9448
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,235926 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1838
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,715 m	$a^*/FC =$	0,235904
$d_{0}^* =$	0,7567 m	$\theta =$	16,7113°

$d_u^* =$	0,3027 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0759 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0657 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\max} = 0,0759 \text{ m} \leq 0,3027 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

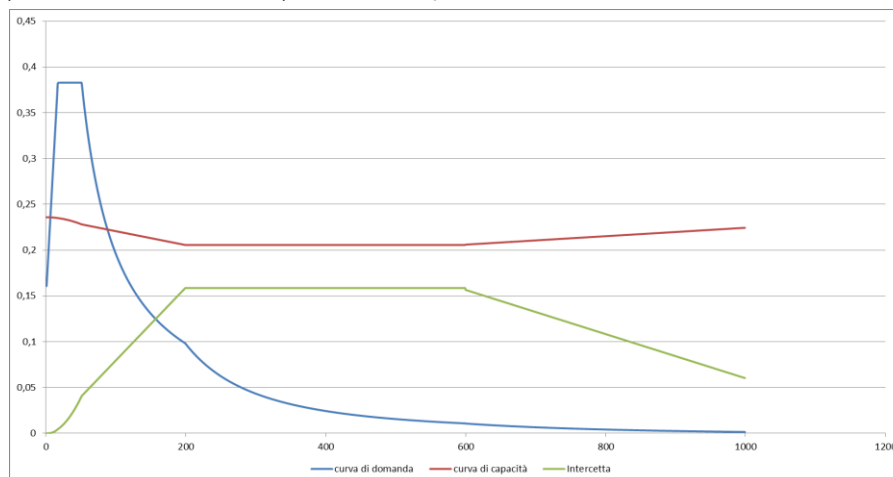


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto A.b

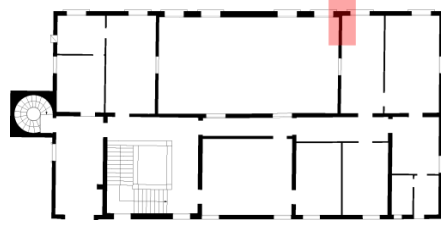


Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli



Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_{cuneo} [KN]	1,998	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	20,5524	P_{cuneo} [KN]	62,2177	H_{tot} [m]	13,63

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [kN]	3,652271	N_{cuneo} [kN]	3,652271
d_3 [m]	0,22	d_{cuneo} [m]	0,666

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	0	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,3038
Massa partecipante:	$M^* =$	91,7262/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9559
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,2354074 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1575
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1845
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,6771 m	$a^*/FC =$	0,235411
$d_0^* =$	0,7083 m	$\theta =$	16,8068°

$d_u^* =$	0,2833 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0735 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0642 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\max} = 0,0735 \text{ m} \leq 0,2833 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

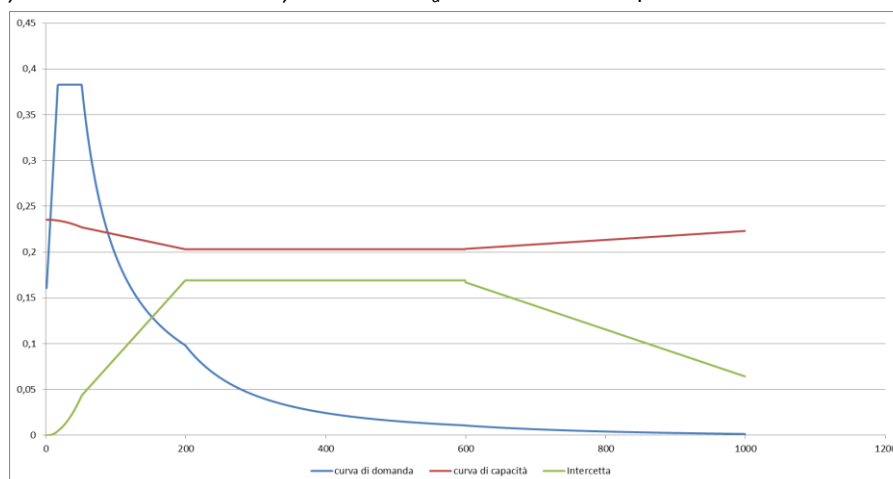


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto A.c

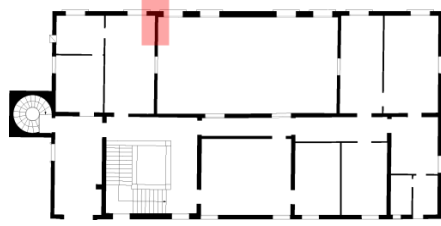


Figura 1: Pianta Secondo Piano
 Palazzo Cavalli



Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_{cuneo} [KN]	1,87	N	1
h_3 [m]	3,4	h_{cuneo} [m]	3,4	Z [m]	10,11
P_3 [KN]	20,196	P_{cuneo} [KN]	57,222	H_{tot} [m]	13,51

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271
d_3 [m]	0,22	d_{cuneo} [m]	0,6233

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	0	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,291$
Massa partecipante:	$M^* = 86,4232/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,9539$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,226 \text{ g}$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1572
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1841
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,6408 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,22598$
$d_0^* = 0,6718 \text{ m}$	$\theta = 16,1383^\circ$

$d_u^* = 0,2687 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,073 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0632 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\text{max}} = 0,073 \text{ m} \leq 0,2687 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

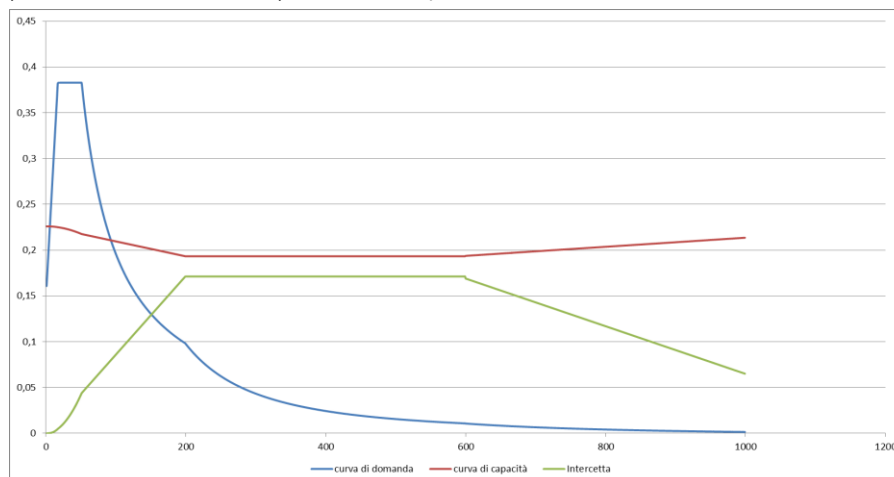


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto A.d

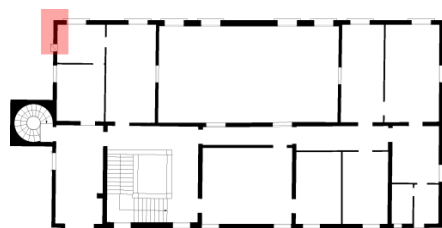
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_{cuneo} [KN]	1,42	N	1
h_3 [m]	3,4	h_{cuneo} [m]	3,4	Z [m]	10,11
P_3 [KN]	20,196	P_{cuneo} [KN]	43,452	H_{tot} [m]	13,51

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271
d_3 [m]	0,22	d_{cuneo} [m]	0,4733

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	2,237	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,2323
Massa partecipante:	$M^* =$	80,4585 g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9391
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1831852 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1572
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1841
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,5449 m	$a^*/FC =$	0,183228
$d_0^* =$	0,5802 m	$\theta =$	12,9871°

$d_u^* =$	0,2321 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0754 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0647 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\max} = 0,0754 \text{ m} \leq 0,2321 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

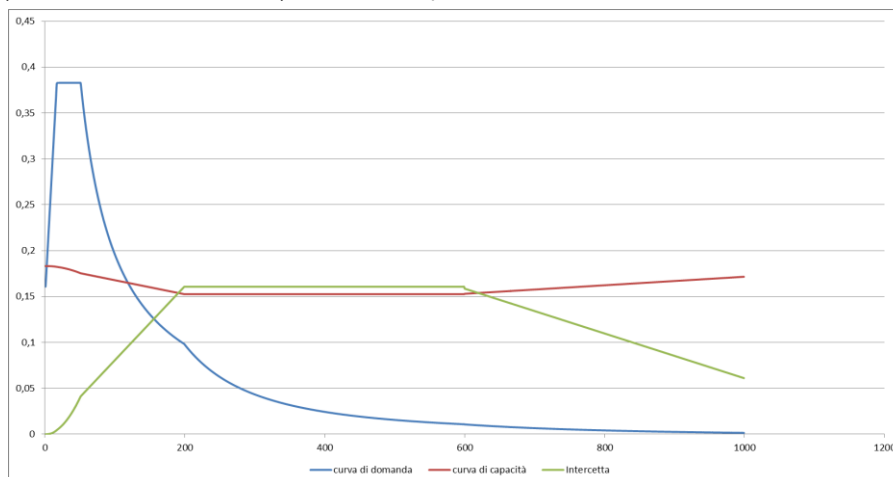


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto B.a

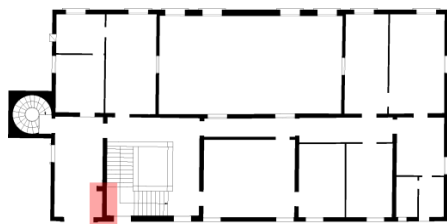
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_{cuneo} [KN]	2,89	N	1
h_3 [m]	3,4	h_{cuneo} [m]	3,4	Z [m]	10,28
P_3 [KN]	18,36	P_{cuneo} [KN]	88,434	H_{tot} [m]	13,51

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [kN]	3,652271	N_{cuneo} [kN]	3,652271
d_3 [m]	0,2	d_{cuneo} [m]	0,9633

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,45	0	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,4103$
Massa partecipante:	$M^* = 118,4013/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,9622$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,3158518 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1598
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1872
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,8829 m$	$a^*/FC = 0,31585$
$d_0^* = 0,9176 m$	$\theta = 22,2499^\circ$

$d_u^* = 0,367 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0725 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0638 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\max} = 0,0725 m \leq 0,367 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

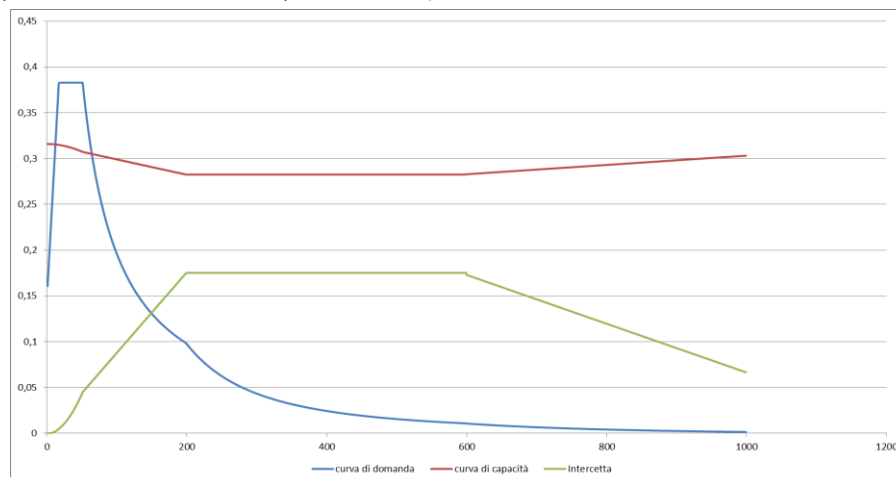


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto B.b

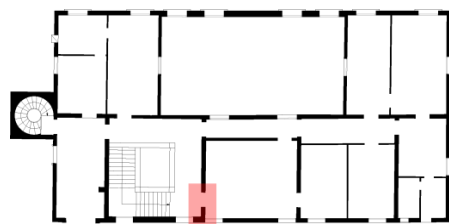
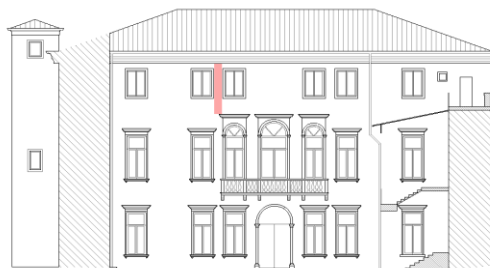
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,43	b_{cuneo} [KN]	0,68	N	1
h_3 [m]	3,7	h_{cuneo} [m]	3,7	Z [m]	10,28
P_3 [KN]	28,638	P_{cuneo} [KN]	22,644	H_{tot} [m]	13,51

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [kN]	3,652271	N_{cuneo} [kN]	3,652271
d_3 [m]	0,28667	d_{cuneo} [m]	0,22667

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,45	0	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,152$
Massa partecipante:	$M^* = 62,2991/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,9225$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,1220741 \text{ g}$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1598
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1872
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3739 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,122055$
$d_0^* = 0,4053 \text{ m}$	$\theta = 8,5944^\circ$

$d_u^* = 0,1621 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0774 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0669 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\text{max}} = 0,0774 \text{ m} \leq 0,1621 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

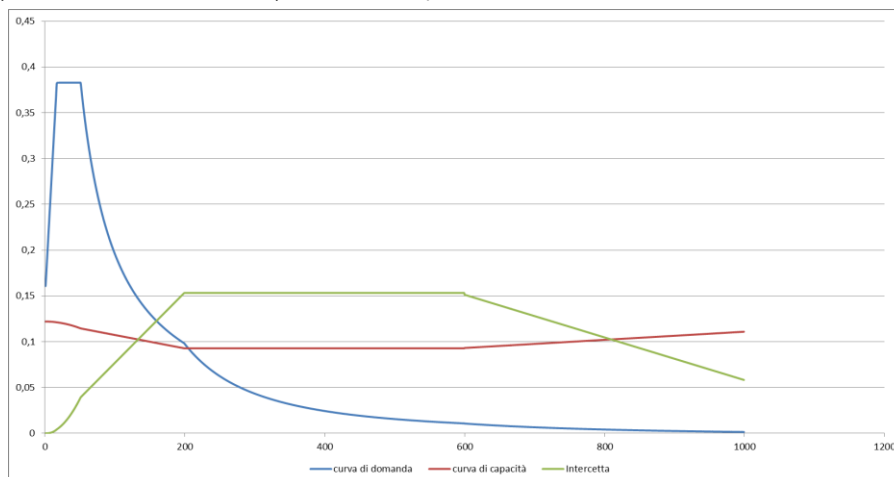


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto B.c

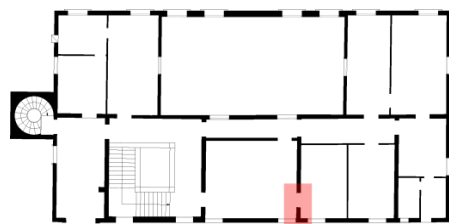
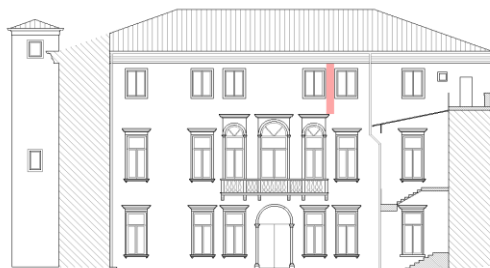
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,43	b_{cuneo} [KN]	0,79	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	26,7804	P_{cuneo} [KN]	24,6006	H_{tot} [m]	13,68

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [kN]	3,652271	N_{cuneo} [kN]	3,652271
d_3 [m]	0,28667	d_{cuneo} [m]	0,26333

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,45	0	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,1725$
Massa partecipante:	$M^* = 62,5707/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,9251$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,1380741 \text{ g}$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1838
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3985 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,138117$
$d_0^* = 0,4308 \text{ m}$	$\theta = 9,7403^\circ$

$d_u^* = 0,1723 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,075 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,065 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\text{max}} = 0,075 \text{ m} \leq 0,1723 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

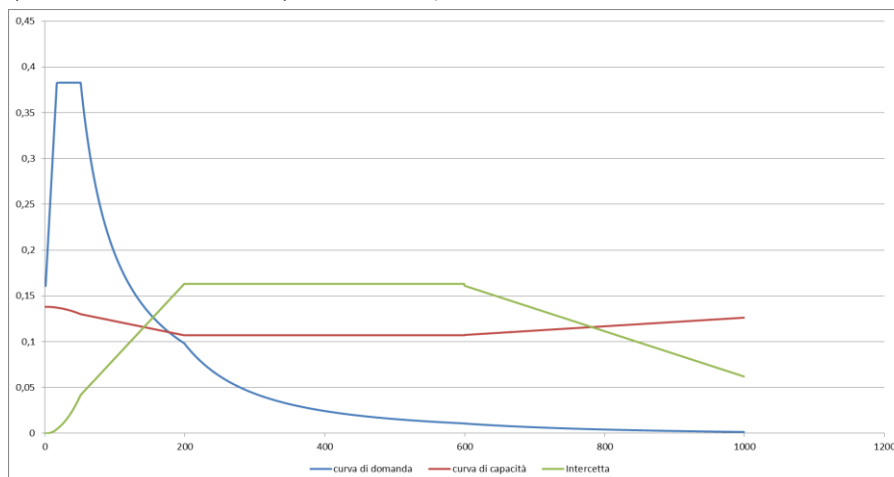


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto B.d

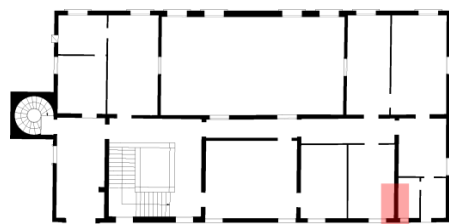
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_{cuneo} [KN]	2	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	18,684	P_{cuneo} [KN]	62,28	H_{tot} [m]	13,68

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [kN]	3,652271	N_{cuneo} [kN]	3,652271
d_3 [m]	0,2	d_{cuneo} [m]	0,6667

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,45	0	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,2853
Massa partecipante:	$M^* =$	92,6756/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9533
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,221704 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1838
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,6525 m	$a^*/FC =$	0,221688
$d_0^* =$	0,6844 m	$\theta =$	15,8518°

$d_u^* =$	0,2738 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0745 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0648 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\max} = 0,0745 \text{ m} \leq 0,2738 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

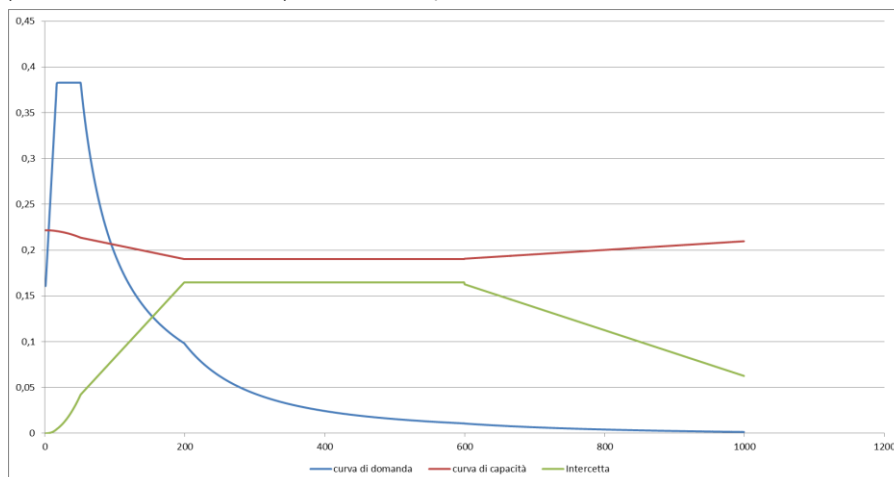


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto D.a

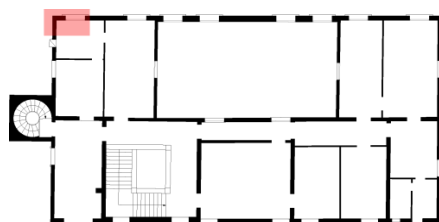
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,28	b_{cuneo} [KN]	0,67	N	1
h_3 [m]	3,4	h_{cuneo} [m]	3,4	Z [m]	10,11
P_3 [KN]	17,136	P_{cuneo} [KN]	20,502	H_{tot} [m]	13,51

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271
d_3 [m]	0,18667	d_{cuneo} [m]	0,22333

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,84	1,083	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,134
Massa partecipante:	$M^* =$	48,5148/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9278
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,107037 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1572
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1841
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,3149 m	$a^*/FC =$	0,106985
$d_0^* =$	0,3394 m	$\theta =$	7,5439°

$d_u^* =$	0,1358 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0754 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0647 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\max} = 0,0754 \text{ m} \leq 0,1358 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

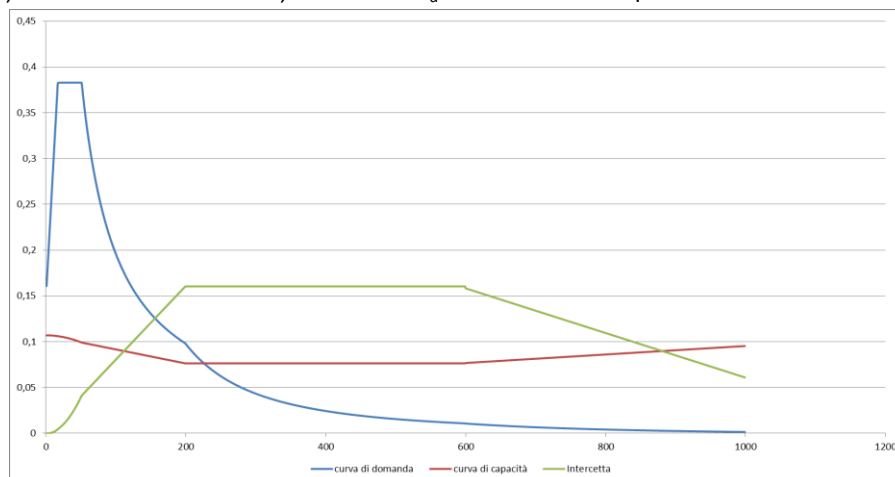


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto D.b

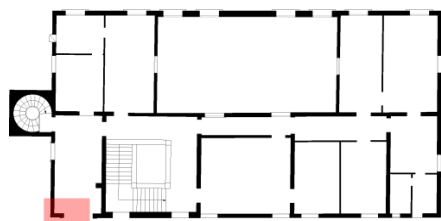
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,27	b_{cuneo} [KN]	0,7	N	1
h_3 [m]	3,4	h_{cuneo} [m]	3,4	Z [m]	10,11
P_3 [KN]	16,524	P_{cuneo} [KN]	21,42	H_{tot} [m]	13,51

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [kN]	3,652271	N_{cuneo} [kN]	3,652271
d_3 [m]	0,18	d_{cuneo} [m]	0,2333

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,84	1,1113	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,1347
Massa partecipante:	$M^* =$	48,9795/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9293
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1074074 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1572
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1841
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,3199 m	$a^*/FC =$	0,107374
$d_0^* =$	0,3443 m	$\theta =$	7,6394°

$d_u^* =$	0,1377 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0759 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,065 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\max} = 0,0759 \text{ m} \leq 0,1377 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

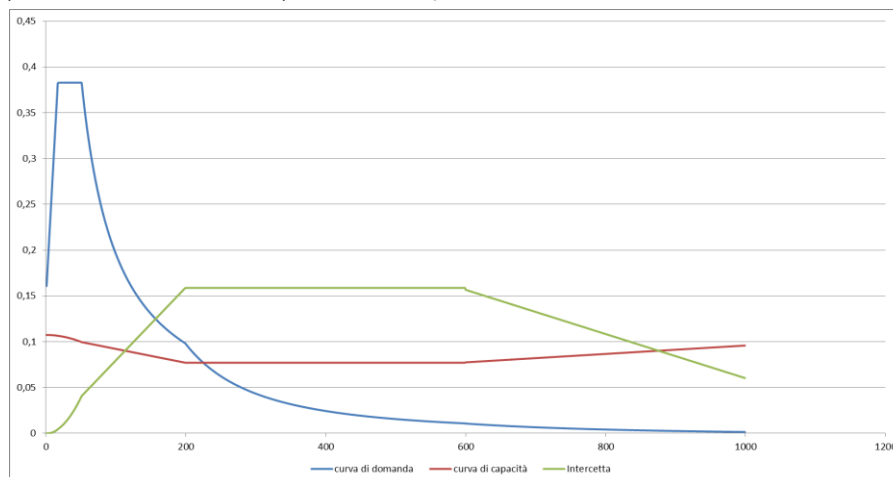


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto T.a

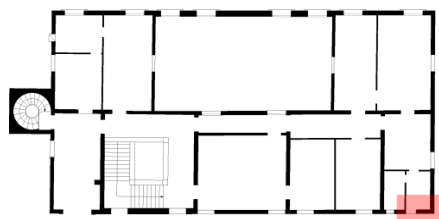
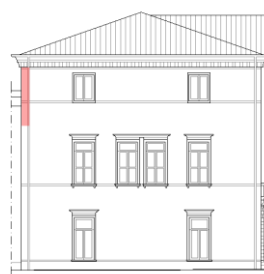
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_{cuneo} [KN]	1,03	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	18,684	P_{cuneo} [KN]	32,0742	H_{tot} [m]	13,68

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [kN]	3,652271	N_{cuneo} [kN]	3,652271
d_3 [m]	0,18	d_{cuneo} [m]	0,34333

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,75	1,7274	2,75

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,1812
Massa partecipante:	$M^* =$	63,2831/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9357
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1434074 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1838
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,432 m	$a^*/FC =$	0,14344
$d_0^* =$	0,4616 m	$\theta =$	10,2178°

$d_u^* =$	0,1846 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0764 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0657 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\text{max}} = 0,0764 \text{ m} \leq 0,1846 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

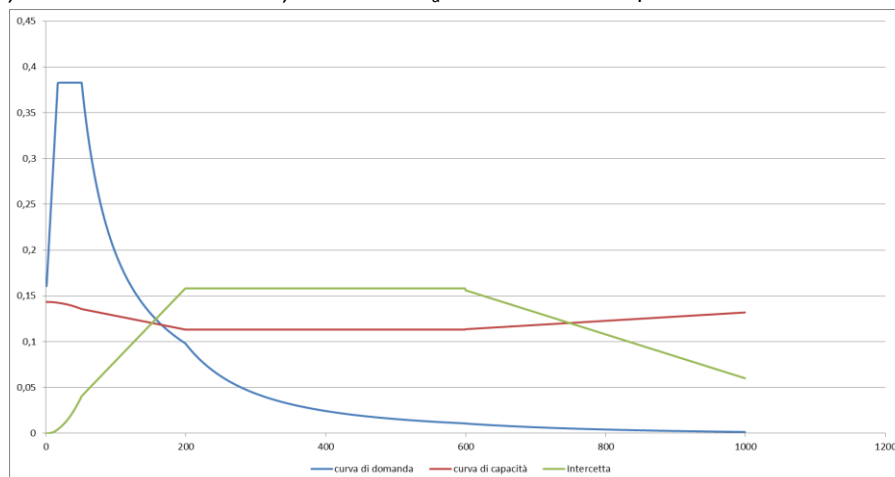


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto T.b

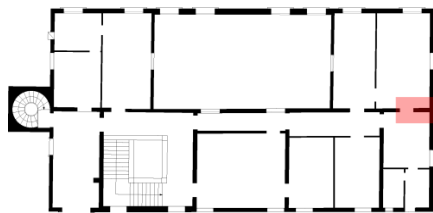
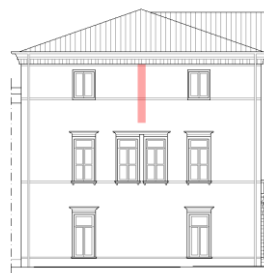
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_{cuneo} [KN]	1,18	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	18,684	P_{cuneo} [KN]	36,7452	H_{tot} [m]	13,68

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [kN]	3,652271	N_{cuneo} [kN]	3,652271
d_3 [m]	0,2	d_{cuneo} [m]	0,39333

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,75	0	2,75

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,1995$
Massa partecipante:	$M^* = 62,0267/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,9474$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,156 \text{ g}$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1838
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,4531 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,155988$
$d_0^* = 0,4783 \text{ m}$	$\theta = 11,2682^\circ$

$d_u^* = 0,1913 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0745 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0646 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\text{max}} = 0,0745 \text{ m} \leq 0,1913 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

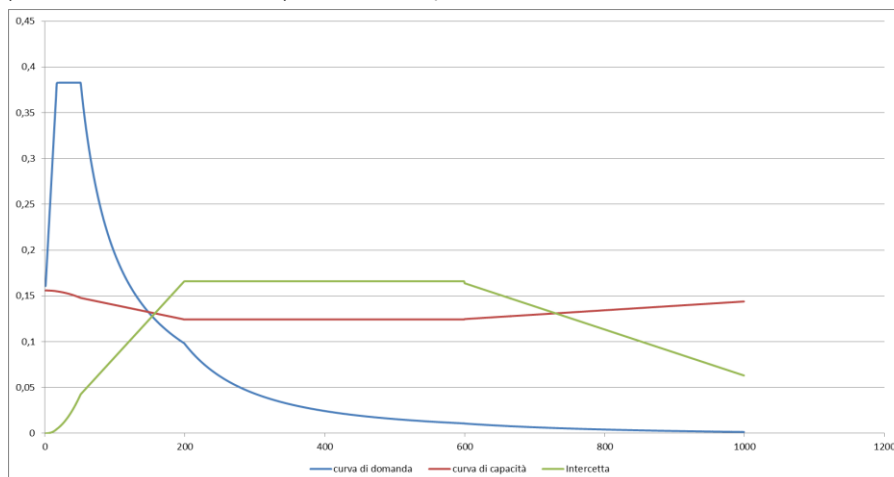


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto T.c

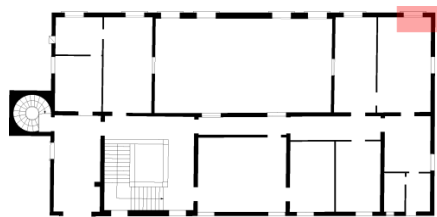
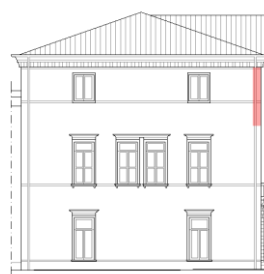
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza (Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale):

Rilievo geometrico	$F_{C1} = 0,05$	Rilievo geometrico completo
Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	$F_{C2} = 0,12$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi
Proprietà meccaniche dei materiali	$F_{C3} = 0,12$	Proprietà meccaniche desunti da dati già disponibili
Terreno e fondazioni	$F_{C4} = 0,06$	Limitate indagini sul terreno in assenza di dati geologici

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,35$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,6 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_{cuneo} [KN]	0,61	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	18,684	P_{cuneo} [KN]	18,9954	H_{tot} [m]	13,68

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

N_3 [kN]	3,652271	N_{cuneo} [kN]	3,652271
d_3 [m]	0,2	d_{cuneo} [m]	0,20333

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{\text{Kes}} + 0,0Q_{\text{Kn}}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,75	1,0223	2,75

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,1314$
Massa partecipante:	$M^* = 47,8892/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,9252$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,105185 \text{ g}$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1838
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3127 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,105208$
$d_0^* = 0,338 \text{ m}$	$\theta = 7,4485^\circ$

$d_u^* = 0,1352 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0759 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0657 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,\text{max}} = 0,0759 \text{ m} \leq 0,1352 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

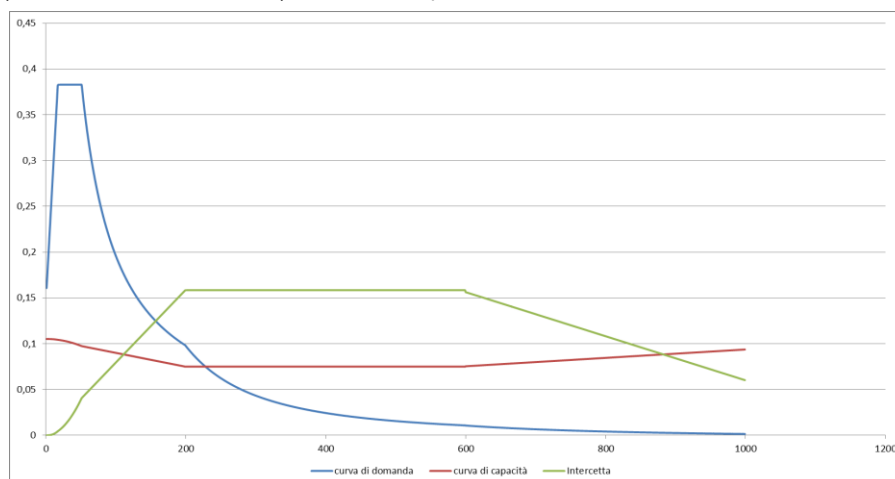


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.13: PARETE 2 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto A.1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,47	N	2
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	Z [m]	4,65
P_3 [KN]	20,5524	P_2 [KN]	47,1222	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,31333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	3,27	3,61	3,61
----------------------------------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo**SLD E SLU CON ANALISI LINEARE**

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0561	0,0731	0,1072	0,1413
Massa partecipante:	$M^* =$	117,3495/g	117,3495/g	117,3495/g	117,3495/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0415555 g	0,0541481 g	0,0794074 g	0,1046667 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,064	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0714	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0836	con p_1, p_2, p_3
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0836	con p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3308 m	$a^*/FC =$	0,041556
$d_0^* =$	0,3298 m	$\theta =$	4,2017°
$d_u^* =$	0,1319 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0425 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1319 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

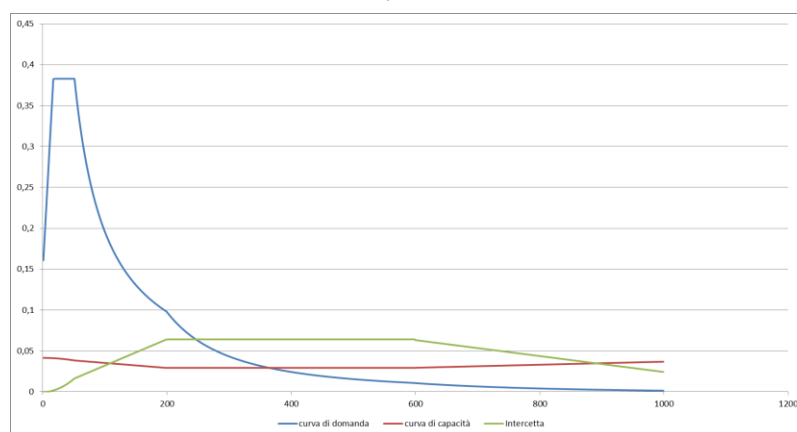


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,4358 m	$a^*/FC =$	0,054148
$d_0^* =$	0,4345 m	$\theta =$	5,5386°
$d_u^* =$	0,1738 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	

$\Delta_d = 0,0427$ m Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m $\leq 0,1738$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

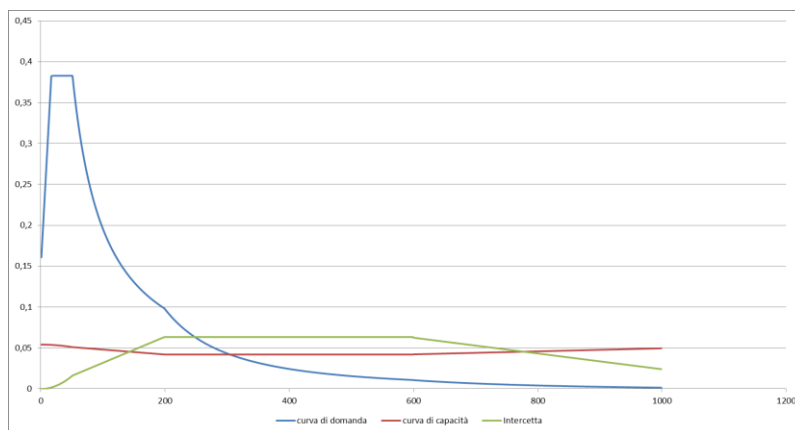


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4$ kN/m):

$d_{k0} = 0,6375$ m	$a^*/FC = 0,079407$
$d_0^* = 0,6356$ m	$\theta = 8,1169^\circ$

$d_u^* = 0,2542$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0427$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m $\leq 0,2542$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

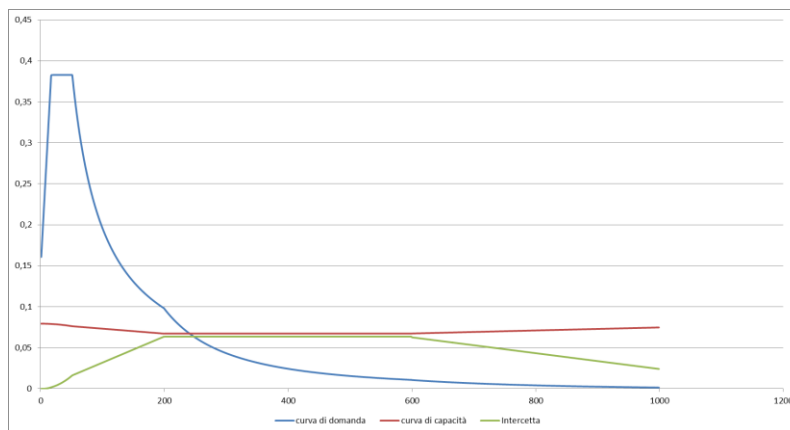


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} = 0,8379$ m	$a^*/FC = 0,104667$
$d_0^* = 0,8354$ m	$\theta = 10,6952^\circ$

$d_u^* = 0,3342$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0426$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m $\leq 0,3342$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

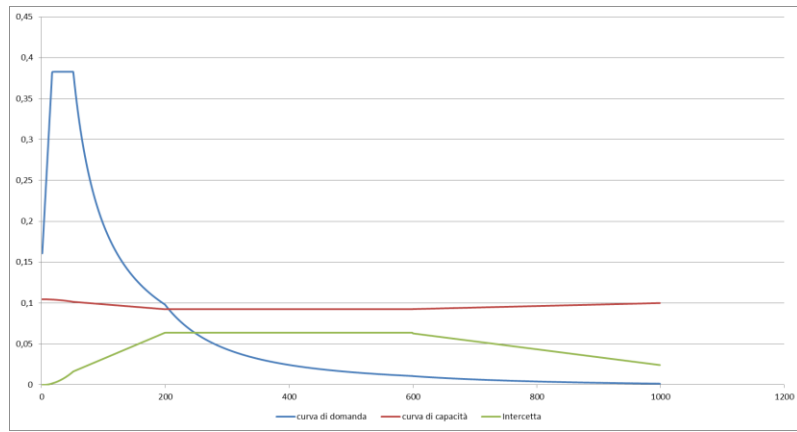


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.13: PARETE 2 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corso A - Prosnetto A 2

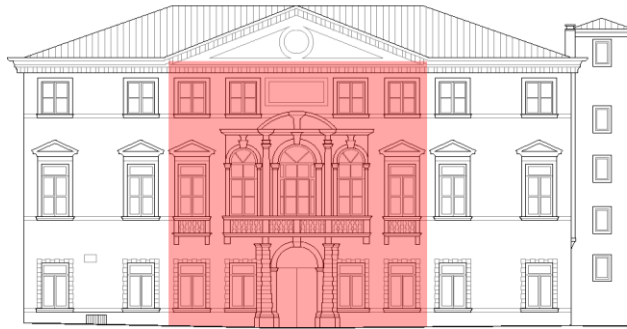


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,44	b_2 [KN]	0,44	N	2
h_3 [m]	9,19	h_2 [m]	4,8	Z [m]	0
P_3 [KN]	72,7848	P_2 [KN]	38,016	H_{tot} [m]	13,99
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,29333	d_2 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	2,115	3,61	3,61
----------------------------------	-------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

p₁ = 1 kN/m Solai leggeri

p₃ = 4 kN/m Solai pesanti

p₂ = 2 kN/m Solai con forza di contenimento media

p₄ = 6 kN/m Solai con cordolo

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

		con p ₁	con p ₂	con p ₃	con p ₄
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	c = a/g =	0,0371	0,0507	0,0778	0,1049
Massa partecipante:	M*	147,5869/g	147,5869/g	147,5869/g	147,5869/g
Frazione di massa partecipante:	e* =	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	a ₀ * =	0,0274815 g	0,0375556 g	0,0576296 g	0,0777037 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a _g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	
VERIFICATO	NO	con p ₁ , p ₂ , p ₃
VERIFICATO	SI	con p ₄

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a _g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	
VERIFICATO	NO	con p ₁ , p ₂ , p ₃
VERIFICATO	SI	con p ₄

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITÀ

In base ai valori di d*, a* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri (p₁ = 1 kN/m):

d _{k0} =	0,338 m	a*/FC =	0,027481
d ₀ * =	0,3389 m	θ =	2,7693°

d _u * =	0,1356 m	Capacità di spostamento ultimo
Δ _d =	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1356 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

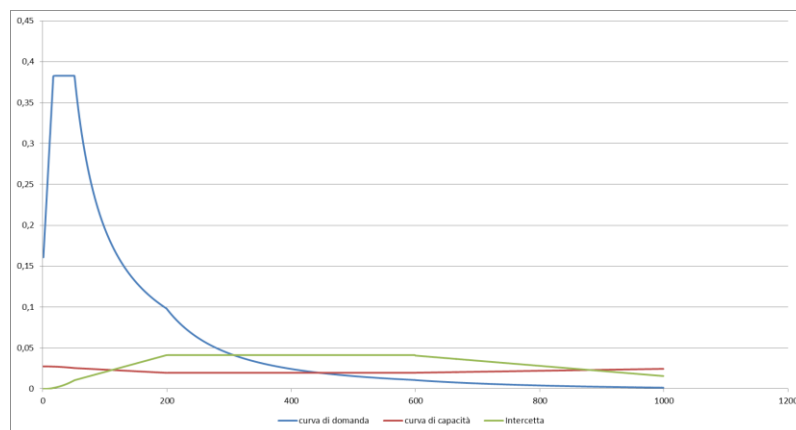


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media (p₂ = 2 kN/m):

d _{k0} =	0,466 m	a*/FC =	0,037556
d ₀ * =	0,4673 m	θ =	3,8197°

d _u * =	0,1869 m	Capacità di spostamento ultimo
Δ _d =	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1869 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

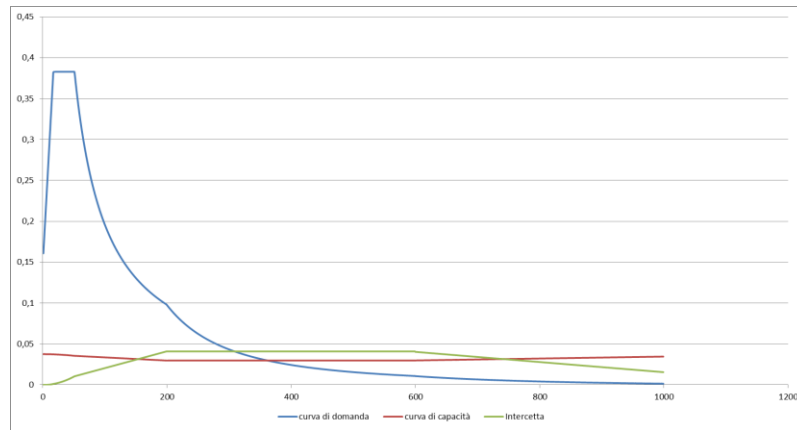


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,7215 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,05763$
$d_0^* = 0,7236 \text{ m}$	$\theta = 5,9206^\circ$

$d_u^* = 0,2894 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,2894 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

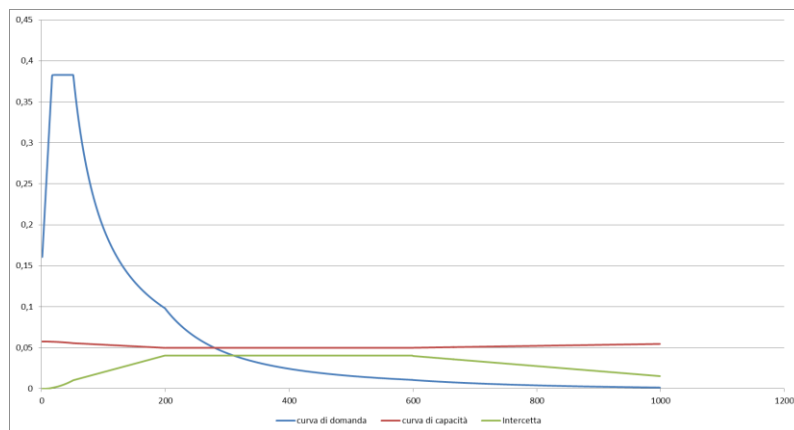


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,9646 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,077704$
$d_0^* = 0,9673 \text{ m}$	$\theta = 7,9259^\circ$

$d_u^* = 0,3869 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3869 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

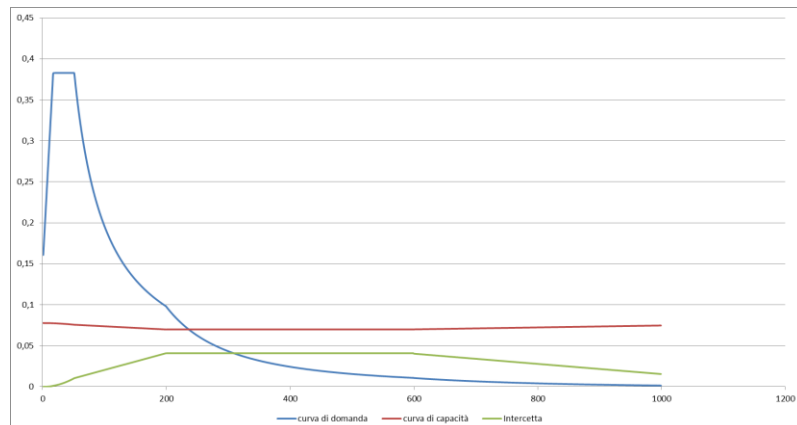


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.13: PARETE 2 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto A.3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,44	N	2
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	Z [m]	4,65
P_3 [KN]	20,196	P_2 [KN]	43,2432	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	3,27	3,61	3,61
----------------------------------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti
 $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0549	0,0726	0,108	0,1433
Massa partecipante:	$M^* =$	113,1141/g	113,1141/g	113,1141/g	113,1141/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0406667 g	0,0537778 g	0,08 g	0,1061481 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0723	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0723	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0847	con p_1, p_2, p_3
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0847	con p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3172 m	$a^*/FC =$	0,040667
$d_0^* =$	0,3169 m	$\theta =$	4,1062°
$d_u^* =$	0,1268 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0423 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1268 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

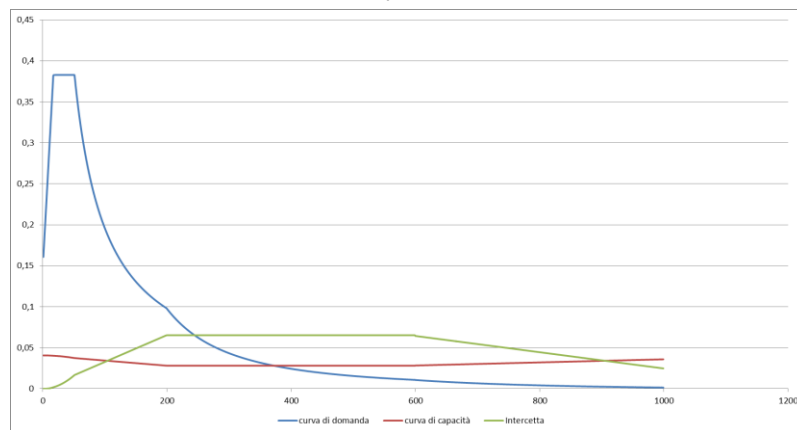


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,4276 m	$a^*/FC =$	0,053778
$d_0^* =$	0,4271 m	$\theta =$	5,5386°
$d_u^* =$	0,1709 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

$\Delta_d = 0,0426$ m Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m $\leq 0,1709$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

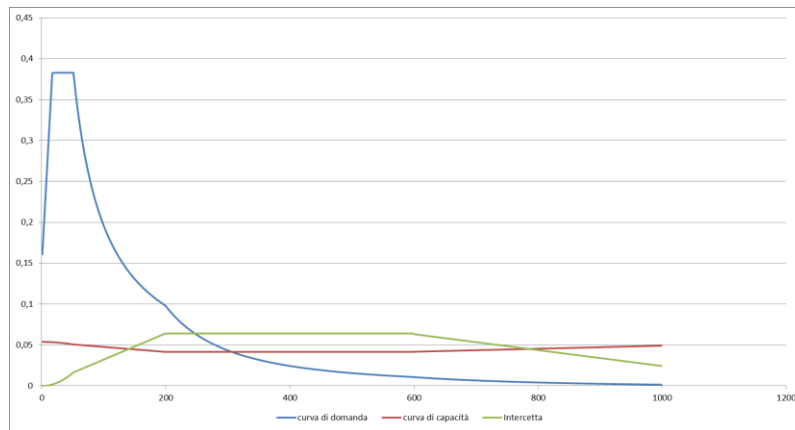


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4$ kN/m):

$d_{k0} = 0,6328$ m	$a^*/FC = 0,08$
$d_0^* = 0,6322$ m	$\theta = 8,2124^\circ$

$d_u^* = 0,2529$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0425$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m $\leq 0,2529$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

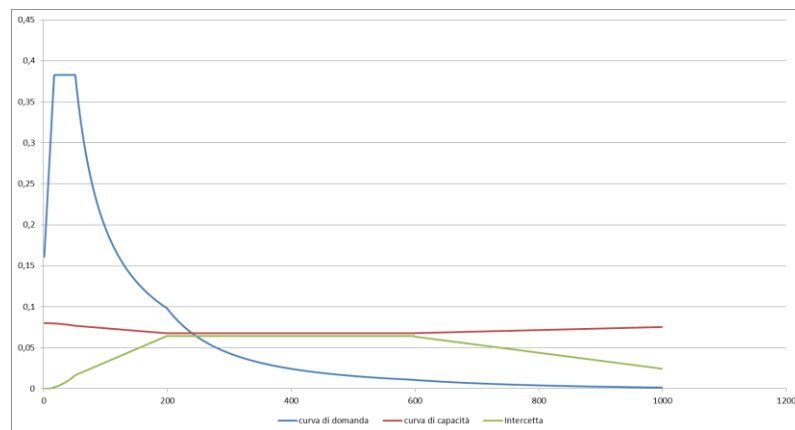


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} = 0,8294$ m	$a^*/FC = 0,106148$
$d_0^* = 0,8286$ m	$\theta = 10,7907^\circ$

$d_u^* = 0,3314$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0423$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m $\leq 0,3314$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

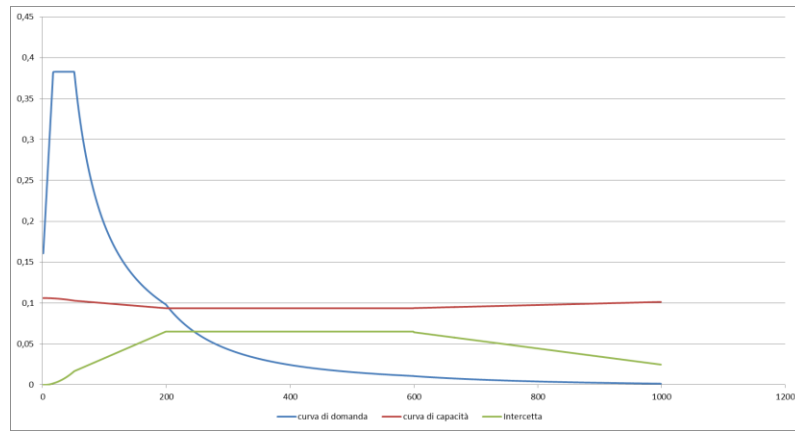


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.13: PARETE 2 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto B

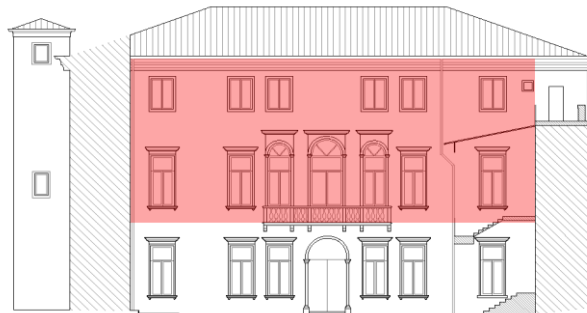


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,44	N	2
h_3 [m]	3,7	h_2 [m]	5,5	Z [m]	4,78
P_3 [KN]	19,98	P_2 [KN]	43,56	H_{tot} [m]	13,98
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	2,5	4,45	4,45
----------------------------------	-----	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti
 $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0545	0,0732	0,1104	0,1477
Massa partecipante:	$M^* =$	107,2778/g	107,2778/g	107,2778/g	107,2778/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0403704 g	0,0542222 g	0,081777 g	0,1094074 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0718	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0718	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0841	con p_1, p_2, p_3
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0841	con p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3294 m	$a^*/FC =$	0,04037
$d_0^* =$	0,3285 m	$\theta =$	4,1062°
$d_u^* =$	0,1314 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0441 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1314 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

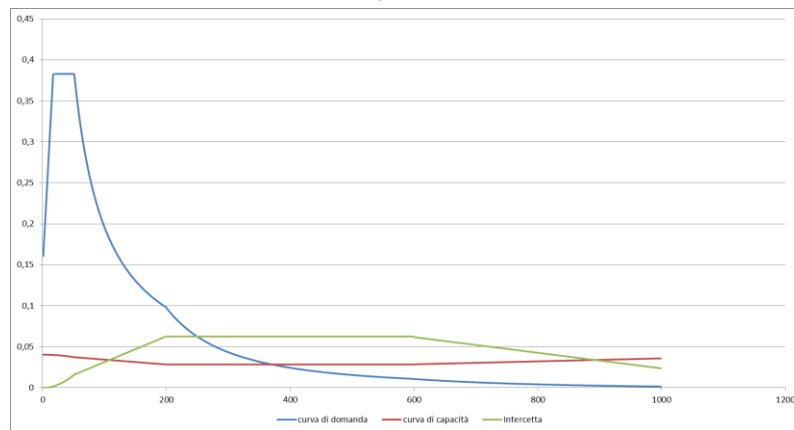


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,444 m	$a^*/FC =$	0,054222
$d_0^* =$	0,4428 m	$\theta =$	5,5386°
$d_u^* =$	0,1771 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

$\Delta_d = 0,0441 \text{ m}$ Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1771 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

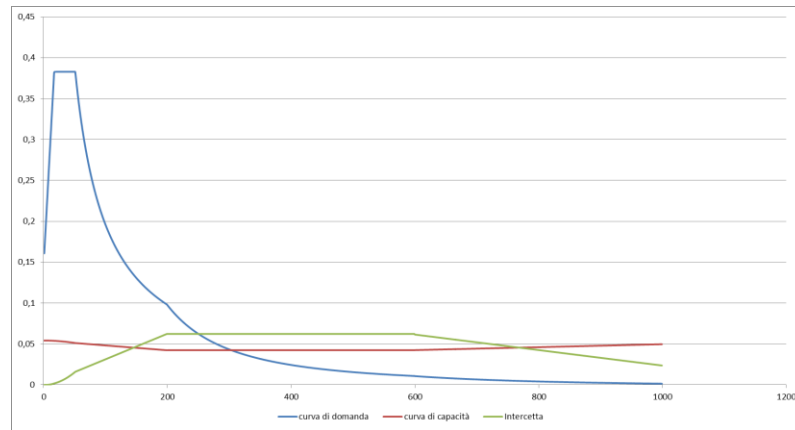


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,6723 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,081778$
$d_0^* = 0,6705 \text{ m}$	$\theta = 8,4034^\circ$

$d_u^* = 0,2682 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0442 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,2682 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

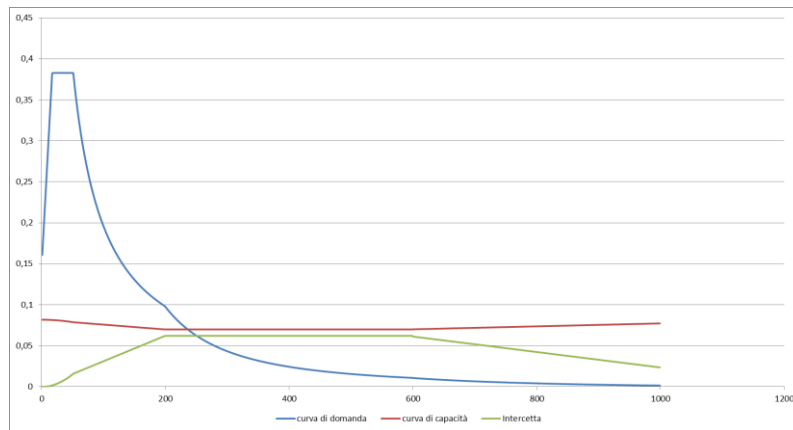


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,8913 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,109407$
$d_0^* = 0,889 \text{ m}$	$\theta = 11,1727^\circ$

$d_u^* = 0,3556 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,044 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3556 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

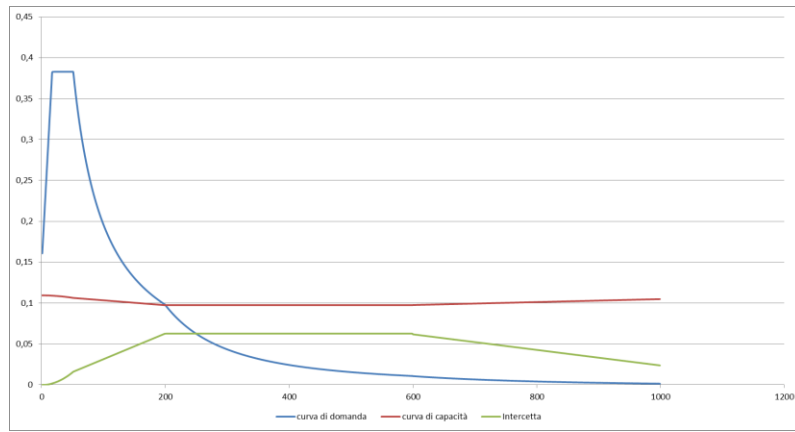


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.13: PARETE 2 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto D

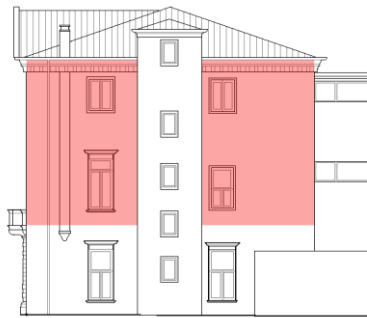


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,45	N	2
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	Z [m]	4,65
P_3 [KN]	18,36	P_2 [KN]	44,226	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,3		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	1,18	2,84	2,84
----------------------------------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo**SLD E SLU CON ANALISI LINEARE**

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0614	0,0846	0,1312	0,1777
Massa partecipante:	$M^* =$	85,9315/g	85,9315/g	85,9315/g	85,9315/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0454815 g	0,0626667 g	0,0971852 g	0,1316296 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0723	con p_1
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0723	con p_2, p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0847	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0847	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3614 m	$a^*/FC =$	0,045481
$d_0^* =$	0,3617 m	$\theta =$	4,6792°
$d_u^* =$	0,1447 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0426 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1447 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

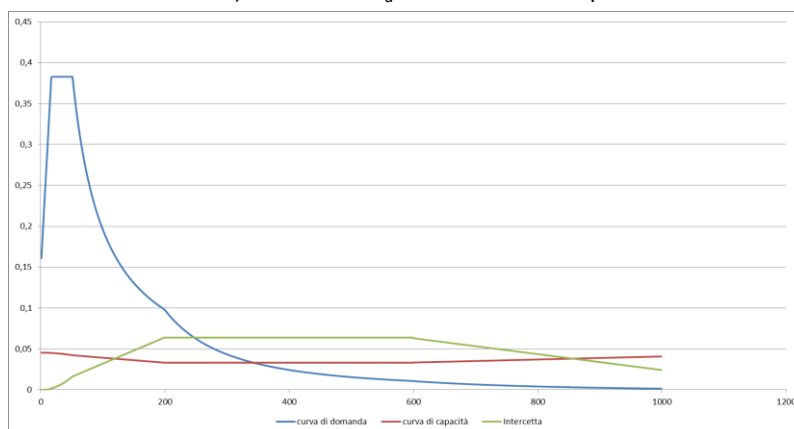


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,4937 m	$a^*/FC =$	0,062667
$d_0^* =$	0,494 m	$\theta =$	6,398°
$d_u^* =$	0,1976 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

$\Delta_d = 0,0425$ m Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq $0,1976$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

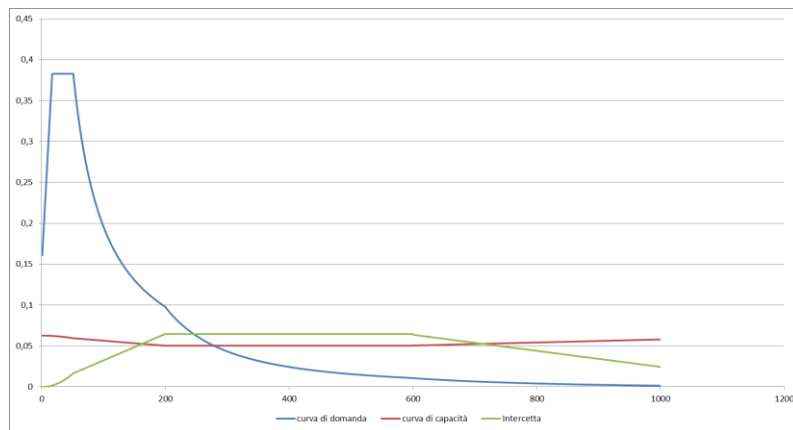


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4$ kN/m):

$d_{k0} = 0,764$ m	$a^*/FC = 0,097185$
$d_0^* = 0,7646$ m	$\theta = 9,9313^\circ$

$d_u^* = 0,3059$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0424$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq $0,3059$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

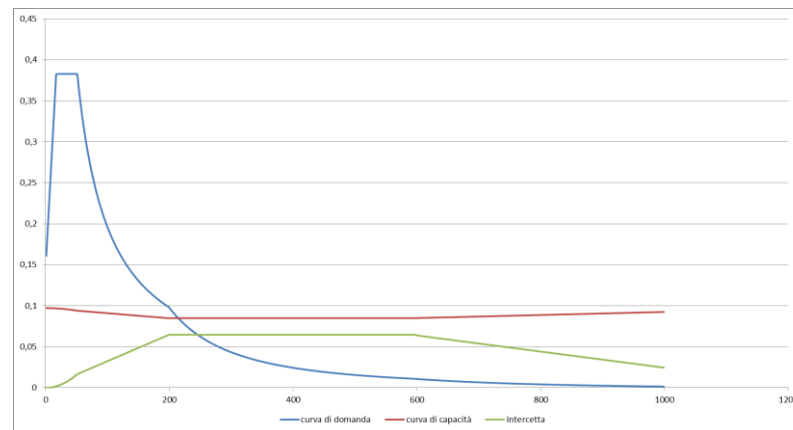


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} = 1,0243$ m	$a^*/FC = 0,13163$
$d_0^* = 1,0251$ m	$\theta = 13,369^\circ$

$d_u^* = 0,4101$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0423$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq $0,4101$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

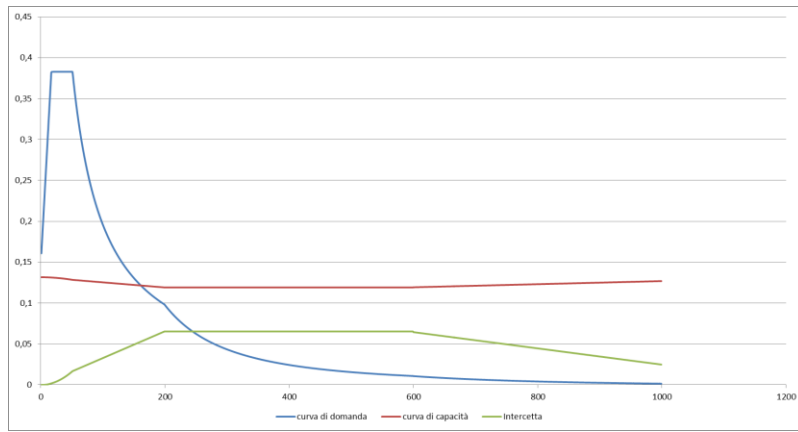


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.13: PARETE 2 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto T

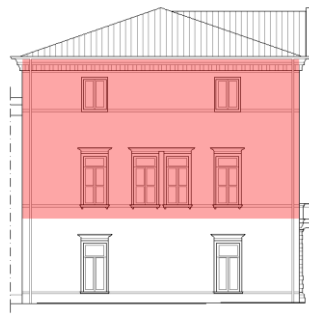


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,43	N	2
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	Z [m]	4,65
P_3 [KN]	18,684	P_2 [KN]	43,1118	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,28667		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	1,24	2,75	2,75
----------------------------------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti
 $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0591	0,0825	0,1293	0,1761
Massa partecipante:	$M^* =$	85,4722/g	85,4722/g	85,4722/g	85,4722/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0437778 g	0,0611111 g	0,0957777 g	0,130444 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0714	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0714	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0836	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0836	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3633 m	$a^*/FC =$	0,043778
$d_0^* =$	0,3514 m	$\theta =$	4,4882°
$d_u^* =$	0,1405 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0427 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1405 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

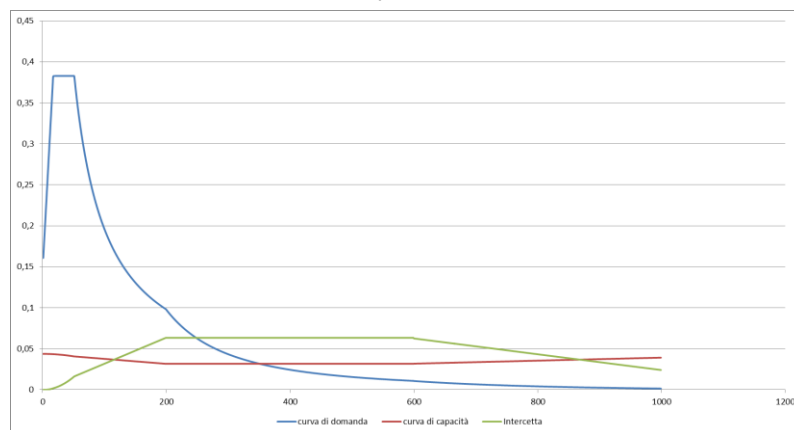


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,4882 m	$a^*/FC =$	0,061111
$d_0^* =$	0,4855 m	$\theta =$	6,207°
$d_u^* =$	0,1942 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

$\Delta_d = 0,0425$ m Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq $0,1942$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

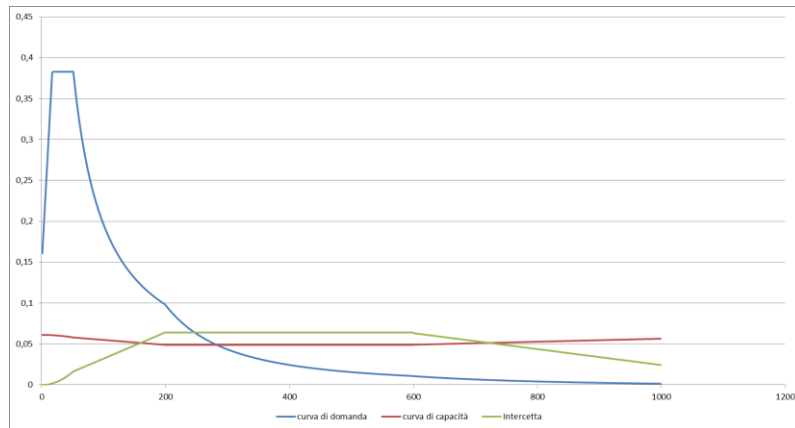


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4$ kN/m):

$d_{k0} = 0,7639$ m	$a^*/FC = 0,095778$
$d_0^* = 0,7596$ m	$\theta = 9,7403^\circ$

$d_u^* = 0,3039$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0425$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq $0,3039$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

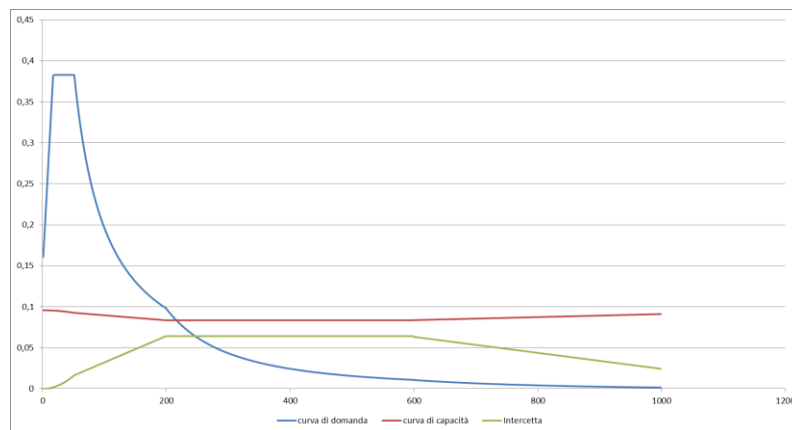


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} = 1,0366$ m	$a^*/FC = 0,130444$
$d_0^* = 1,0309$ m	$\theta = 13,2735^\circ$

$d_u^* = 0,4124$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0425$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq $0,4124$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

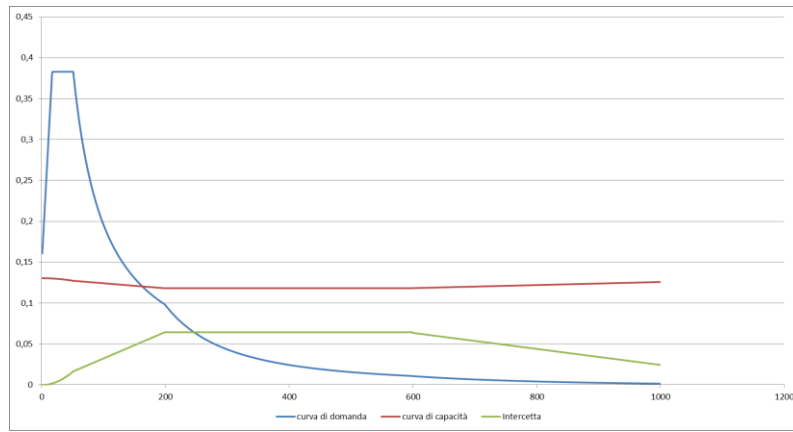


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.11: PARETE 3 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto A.1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,47	b_1 [KN]	0,47	N	3
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	20,5524	P_2 [KN]	47,1222	P_1 [KN]	39,339	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908	N_1 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,31333	d_1 [m]	0,31333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	2,115	3,27	3,61	3,61
----------------------------------	-------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo**SLD E SLU CON ANALISI LINEARE**

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0424	0,059	0,0923	0,1256
Massa partecipante:	$M^* =$	180,2899/g	180,2899/g	180,2899/g	180,2899/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0314074 g	0,0437037 g	0,0683704 g	0,093037 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_2, p_3, p_4
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,376 m	$a^*/FC =$	0,031407
$d_0^* =$	0,376 m	$\theta =$	3,1513°

$d_u^* =$	0,1504 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1504 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

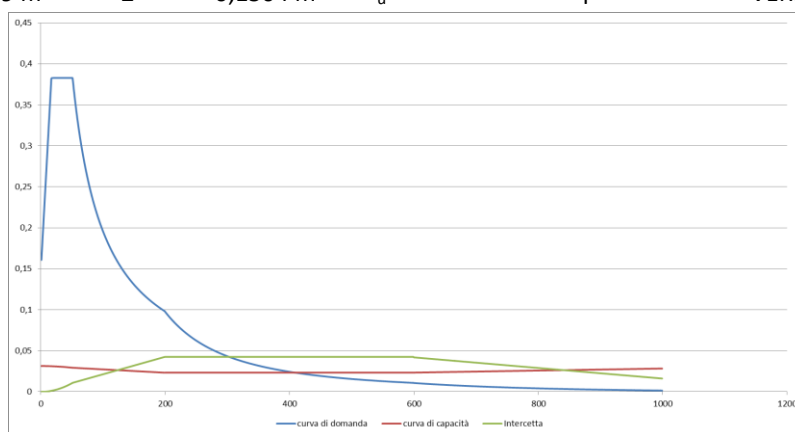


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,5353 m	$a^*/FC =$	0,043704
$d_0^* =$	0,5353 m	$\theta =$	4,4882°

$d_u^* =$	0,2141 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,2141 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

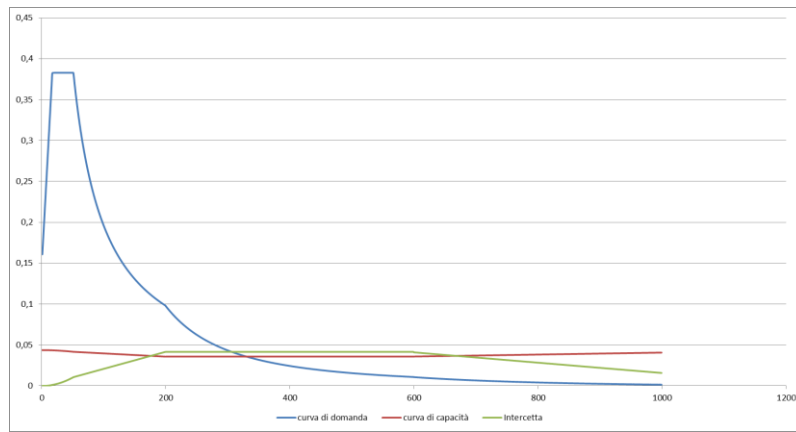


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,8301 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,06837$
$d_0^* = 0,8301 \text{ m}$	$\theta = 6,971^\circ$

$d_u^* = 0,3321 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3321 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

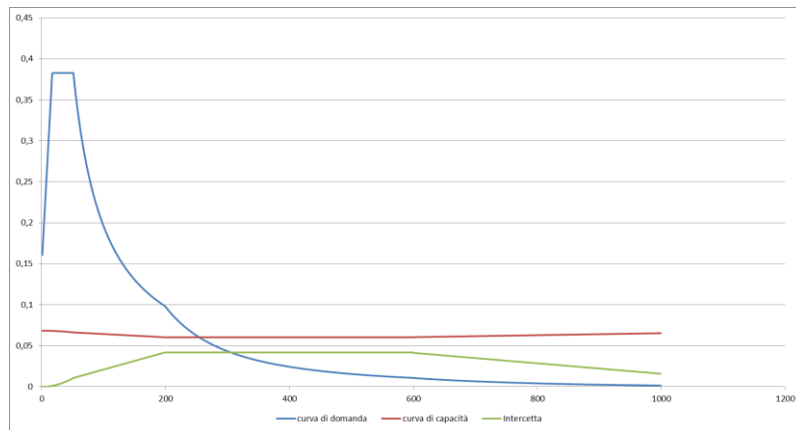


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 1,1235 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,093037$
$d_0^* = 1,1235 \text{ m}$	$\theta = 9,4538^\circ$

$d_u^* = 0,4494 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,4494 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

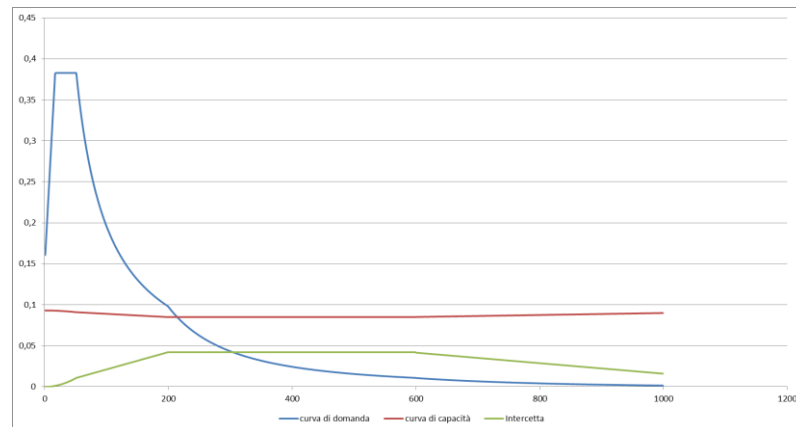


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.11: PARETE 3 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto A.3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,44	b_1 [KN]	0,44	N	3
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	20,196	P_2 [KN]	43,2432	P_1 [KN]	36,828	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908	N_1 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,29333	d_1 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	2,115	3,27	3,61	3,61
----------------------------------	-------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1 \text{ kN/m}$ Solai leggeri

$p_3 = 4 \text{ kN/m}$ Solai pesanti

$p_2 = 2 \text{ kN/m}$ Solai con forza di contenimento media

$p_4 = 6 \text{ kN/m}$ Solai con cordolo

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0417	0,059	0,0936	0,1281
Massa partecipante:	$M^* =$	173,5435/g	173,5435/g	173,5435/g	173,5435/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0308889 g	0,0437037 g	0,069333 g	0,0948888 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_2, p_3, p_4
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} =$	0,3713 m	$a^*/FC =$	0,030889
$d_0^* =$	0,3713 m	$\theta =$	3,1513°

$d_u^* =$	0,1485 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1485 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

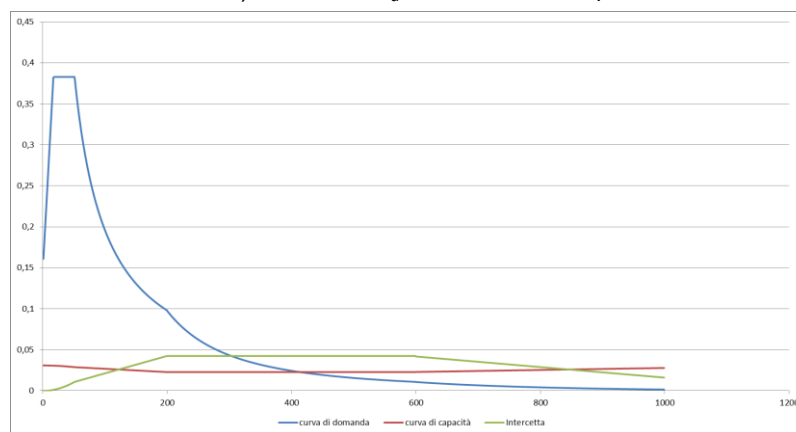


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} =$	0,5286 m	$a^*/FC =$	0,043704
$d_0^* =$	0,5286 m	$\theta =$	4,4882°

$d_u^* =$	0,2114 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,2114 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

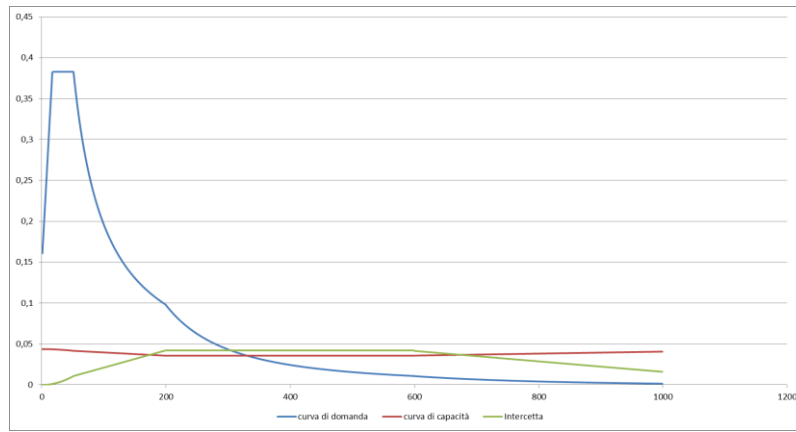


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,831 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,069333$
$d_0^* = 0,831 \text{ m}$	$\theta = 7,0665^\circ$

$d_u^* = 0,3324 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3324 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

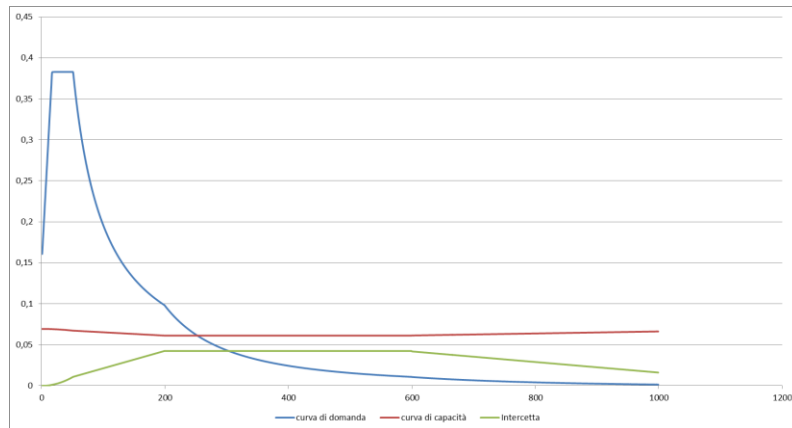


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 1,1317 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,094889$
$d_0^* = 1,1317 \text{ m}$	$\theta = 9,6448^\circ$

$d_u^* = 0,4527 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,4527 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

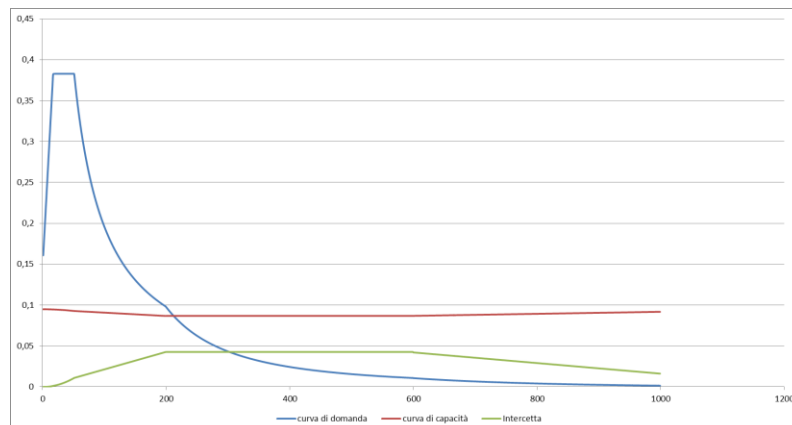


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.11: PARETE 3 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto B

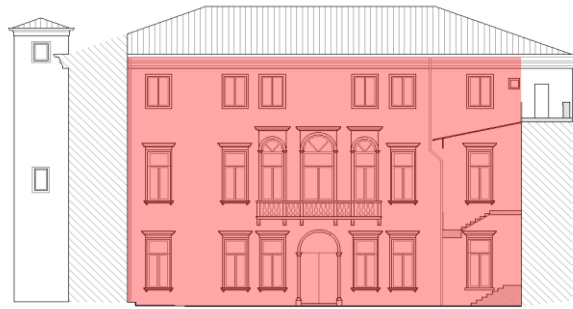


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,44	b_1 [KN]	0,44	N	3
h_3 [m]	3,7	h_2 [m]	5,5	h_1 [m]	4,78	Z [m]	0
P_3 [KN]	19,98	P_2 [KN]	43,56	P_1 [KN]	37,8576	H_{tot} [m]	13,98
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408	N_1 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,29333	d_1 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	1,08	2,5	4,45	4,45
----------------------------------	------	-----	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1 \text{ kN/m}$ Solai leggeri $p_3 = 4 \text{ kN/m}$ Solai pesanti
 $p_2 = 2 \text{ kN/m}$ Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6 \text{ kN/m}$ Solai con cordolo

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0427	0,0618	0,1	0,1382
Massa partecipante:	$M^* =$	157,009/g	157,009/g	157,009/g	157,009/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0316296 g	0,0457778 g	0,0740741 g	0,1023704 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} =$	0,3959 m	$a^*/FC =$	0,03163
$d_0^* =$	0,3959 m	$\theta =$	3,2468°
$d_u^* =$	0,1584 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1584 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

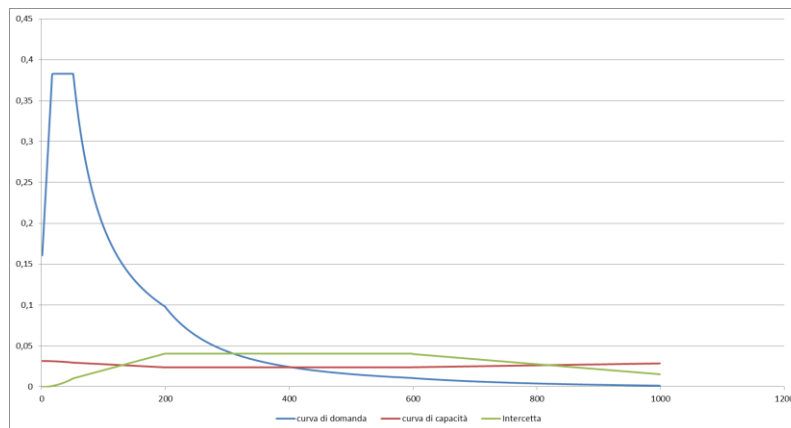


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} =$	0,5702 m	$a^*/FC =$	0,045778
$d_0^* =$	0,5702 m	$\theta =$	4,6792°
$d_u^* =$	0,2281 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,2281 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

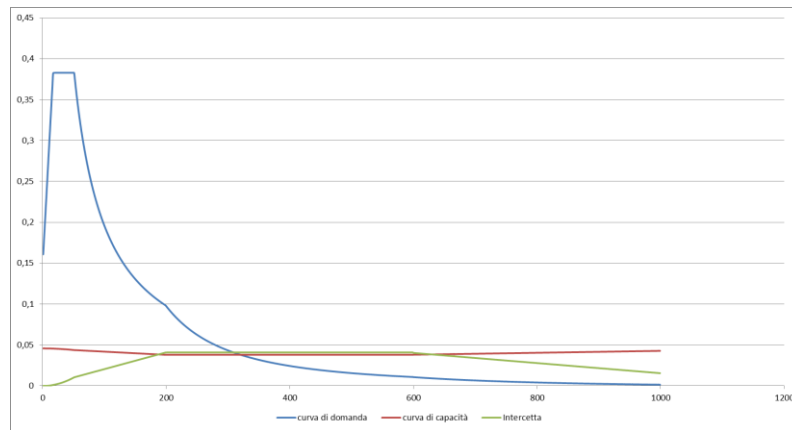


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,9177 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,074074$
$d_0^* = 0,9177 \text{ m}$	$\theta = 7,5439^\circ$

$d_u^* = 0,3671 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3671 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

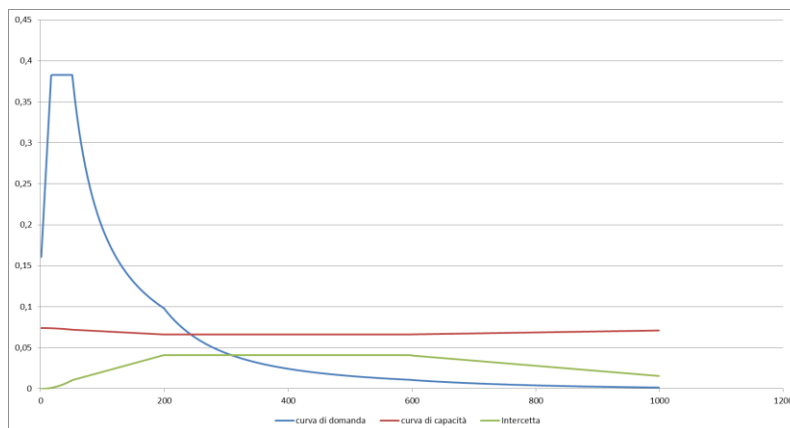


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 1,2629 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,10237$
$d_0^* = 1,2629 \text{ m}$	$\theta = 10,4087^\circ$

$d_u^* = 0,5052 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,5052 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

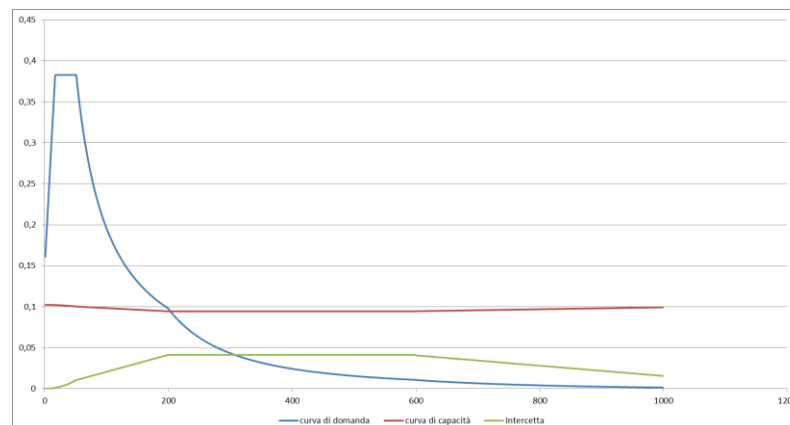


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.131: PARETE 3 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto D



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,45	b_1 [KN]	0,45	N	3
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	18,36	P_2 [KN]	44,226	P_1 [KN]	37,665	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408	N_1 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,3	d_1 [m]	0,3		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	2,26	1,18	2,84	2,84
----------------------------------	------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1 \text{ kN/m}$ Solai leggeri

$p_3 = 4 \text{ kN/m}$ Solai pesanti

$p_2 = 2 \text{ kN/m}$ Solai con forza di contenimento media

$p_4 = 6 \text{ kN/m}$ Solai con cordolo

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0452	0,0654	0,1058	0,1462
Massa partecipante:	$M^* =$	148,4431/g	148,4431/g	148,4431/g	148,4431/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0334815 g	0,048444 g	0,0783704 g	0,1082963 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} =$	0,4051 m	$a^*/FC =$	0,033481
$d_0^* =$	0,4051 m	$\theta =$	3,4377°

$d_u^* =$	0,162 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,162 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

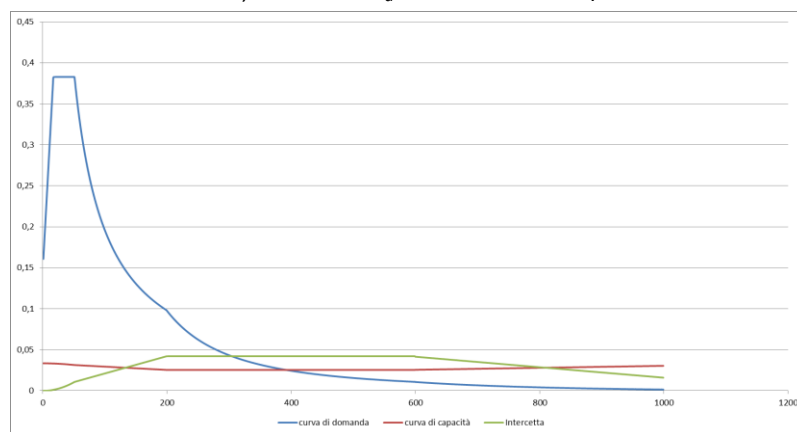


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} =$	0,5847 m	$a^*/FC =$	0,048444
$d_0^* =$	0,5847 m	$\theta =$	4,9656°

$d_u^* =$	0,2339 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,2339 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

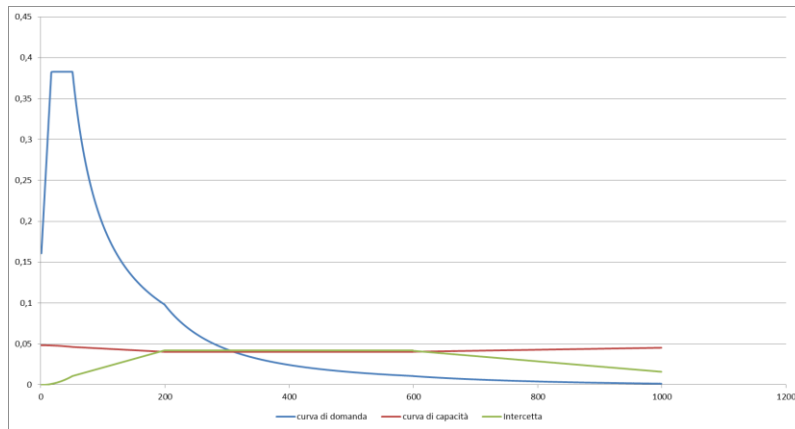


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,9426 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,07837$
$d_0^* = 0,9426 \text{ m}$	$\theta = 8,0214^\circ$

$d_u^* = 0,377 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,377 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

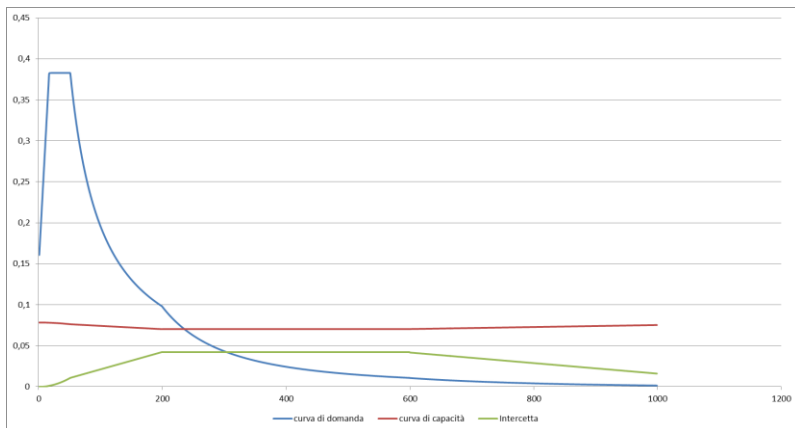


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 1,2868 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,108296$
$d_0^* = 1,2868 \text{ m}$	$\theta = 10,9817^\circ$

$d_u^* = 0,5147 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,5147 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

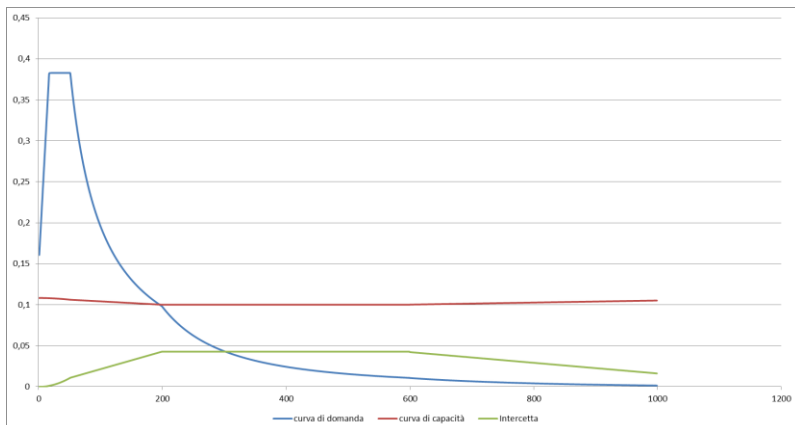


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.11: PARETE 3 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto T

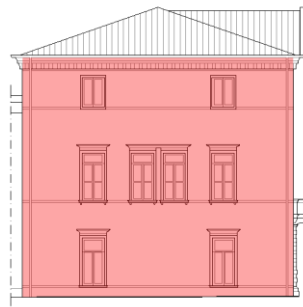


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,43	b_1 [KN]	0,43	N	3
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	18,684	P_2 [KN]	43,1118	P_{12} [KN]	35,991	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408	N_1 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,28667	d_1 [m]	0,28667		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	1,96	1,24	2,75	2,75
----------------------------------	------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo**SLD E SLU CON ANALISI LINEARE**

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0446	0,0655	0,1075	0,1494
Massa partecipante:	$M^* =$	143,0116/g	143,0116/g	143,0116/g	143,0116/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,033037 g	0,0485185 g	0,0796296 g	0,110667 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3988 m	$a^*/FC =$	0,033037
$d_0^* =$	0,3988 m	$\theta =$	3,3423°

$d_u^* =$	0,1595 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1595 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

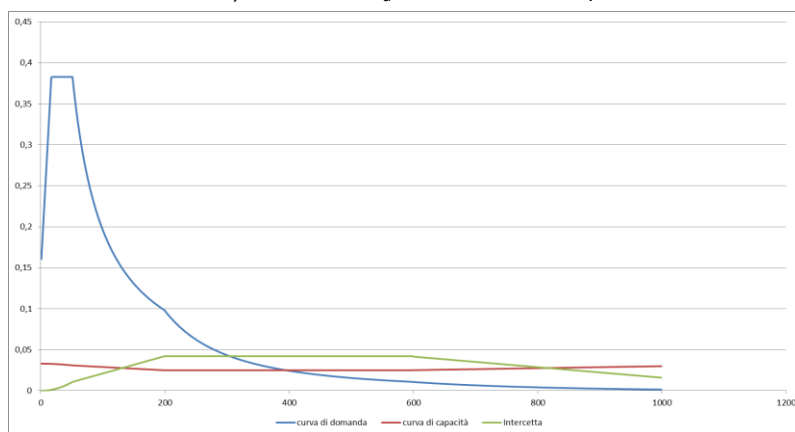


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,5921 m	$a^*/FC =$	0,048519
$d_0^* =$	0,5921 m	$\theta =$	4,9656°

$d_u^* =$	0,2368 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,2368 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

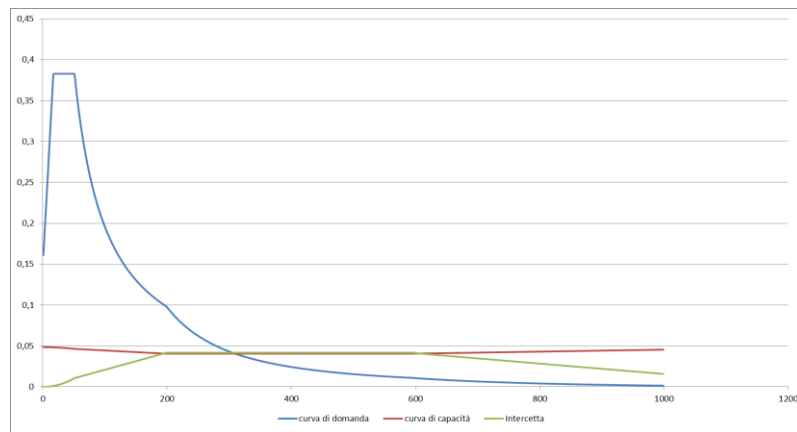


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,9658 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,07963$
$d_0^* = 0,9658 \text{ m}$	$\theta = 8,1169^\circ$

$d_u^* = 0,3863 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3863 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

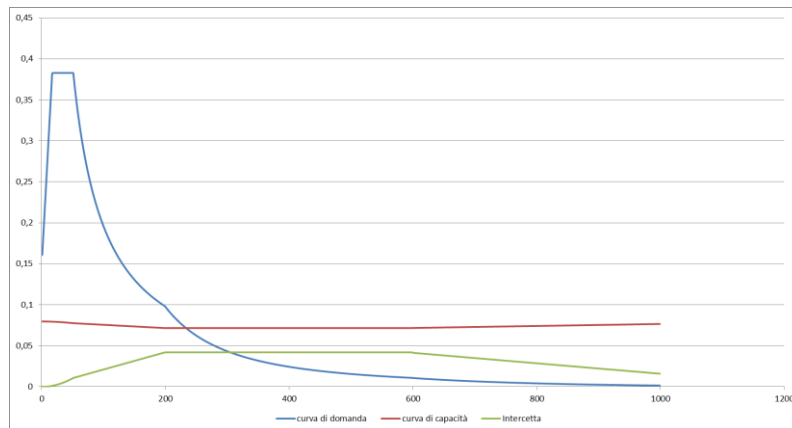


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 1,3365 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,110667$
$d_0^* = 1,3365 \text{ m}$	$\theta = 11,2682^\circ$

$d_u^* = 0,5346 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,5346 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

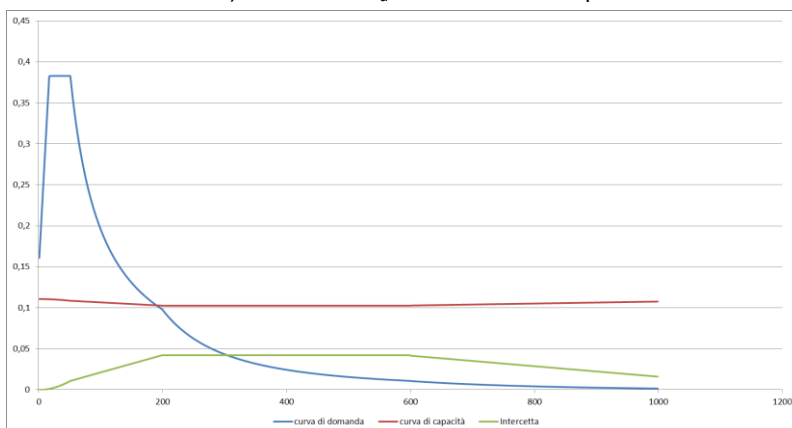


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

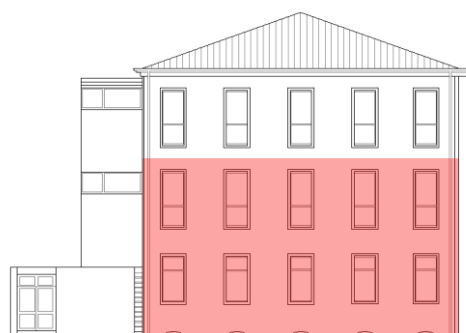
Corpo B₁ - Prospetto E

Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,315	b_1 [KN]	0,315	N	2
h_2 [m]	4,675	h_1 [m]	5,25	Z [m]	0
P_2 [KN]	26,5072	P_1 [KN]	29,7675	H_{tot} [m]	13,6
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,21	d_1 [m]	0,21		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,8
Area di carico [m ²]	2,9	3,34	3,53

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,5286
Massa partecipante:	$M^* =$	158,0247/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,391555 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	2,8834 m	$a^*/FC =$	0,391556
$d_0^* =$	2,8834 m	$\theta =$	35,5234°

$d_u^* =$	1,1534 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 1,1534 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

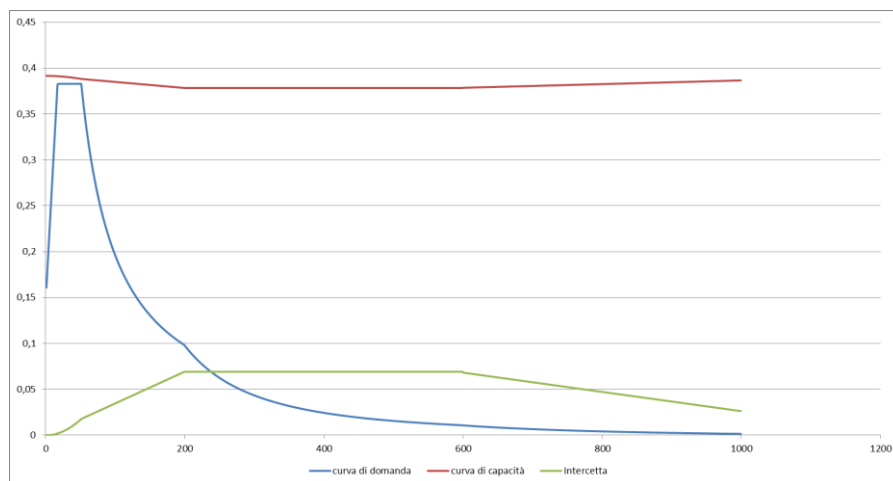


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

Corpo B₁ - Prospetto G

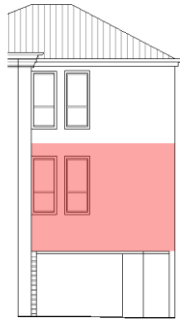


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,35

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₂ [KN]	0,46	b ₁ [KN]	0,45	N	2
h ₂ [m]	4,525	h ₁ [m]	1,8	Z [m]	3,6
P ₂ [KN]	37,467	P ₁ [KN]	14,58	H _{tot} [m]	13,6
N ₂ [KN]	18	N ₁ [KN]	7,9		
d ₂ [m]	0,307	d ₁ [m]	0,3		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ ₂	0,6	μ ₁	0,6
v ₂	1	v ₁	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito

v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,8
Area di carico [m ²]	0,85	1,51	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,5063
Massa partecipante:	$M^* =$	93,022/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,375037 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0556
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0651
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	1,803 m	$a^*/FC =$	0,375037
$d_0^* =$	1,803 m	$\theta =$	34,7595°

$d_u^* =$	0,7212 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,093 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0269 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,093 \text{ m} \leq 0,7212 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

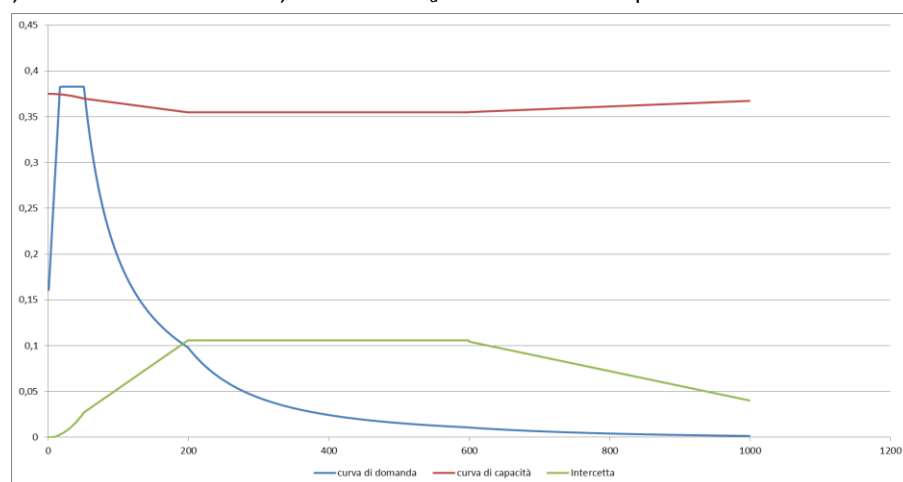


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

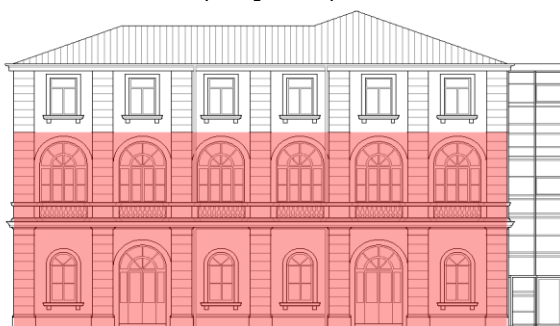
Corpo B₁ - Prospetto X

Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,35	b_1 [KN]	0,35	N	2
h_2 [m]	4,525	h_1 [m]	5,4	Z [m]	0
P_2 [KN]	28,5075	P_1 [KN]	34,02	H_{tot} [m]	13,6
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,2333	d_1 [m]	0,2333		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,8
Area di carico [m ²]	4,84	4,8	4,03

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,5523
Massa partecipante:	$M^* =$	216,0835/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,409111 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	2,9636 m	$a^*/FC =$	0,409111
$d_0^* =$	2,9636 m	$\theta =$	36,6693°

$d_u^* =$	1,1854 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 1,1854 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

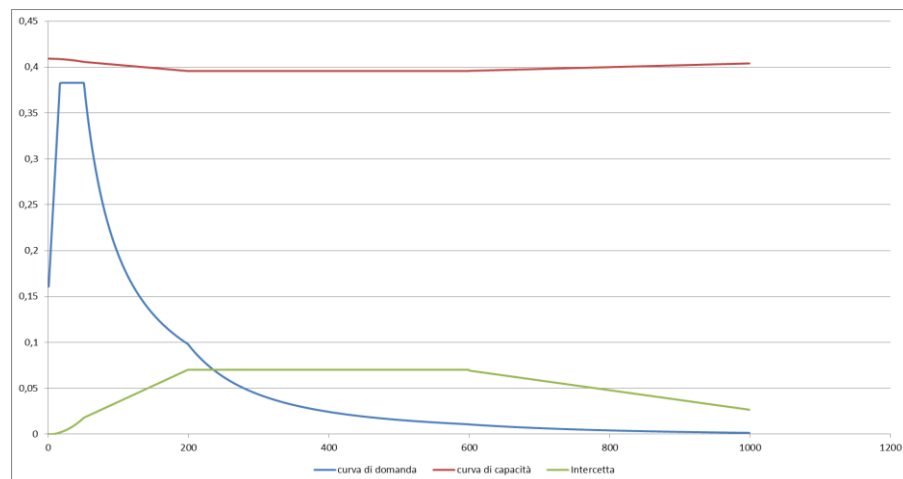


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

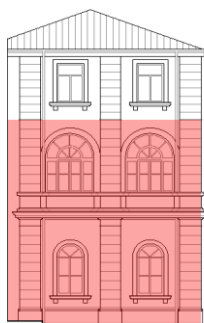
Corpo B₁ - Prospetto Y

Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,47	b_1 [KN]	0,58	N	2
h_2 [m]	4,525	h_1 [m]	5,4	Z [m]	0
P_2 [KN]	38,2815	P_1 [KN]	56,376	H_{tot} [m]	13,6
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,3133	d_1 [m]	0,38667		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,8
Area di carico [m ²]	1,09	2,95	3,78

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,4588
Massa partecipante:	$M^* =$	168,4885/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,3398518 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	2,629 m	$a^*/FC =$	0,339852
$d_0^* =$	2,629 m	$\theta =$	31,9902°

$d_u^* =$	1,0516 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 1,0516 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

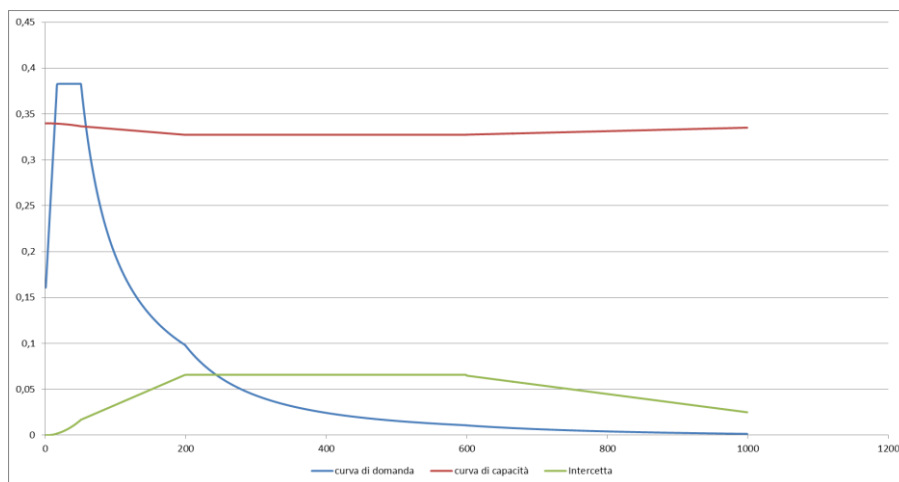


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto E



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,35

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,315	b _{cordolo} [KN]	0,315	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	19,1362	P _{cordolo} [KN]	2,3625	H _{tot} [m]	13,6

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	c = a/g = 0,253
Massa partecipante:	M* = 19,1362/g
Frazione di massa partecipante:	e* = 1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	a ₀ * = 0,1874074 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3325$ m	$a^*/FC = 0,187407$
$d_0^* = 0,3325$ m	$\theta = 11,3637^\circ$

$d_u^* = 0,133$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0565$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0526$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0565 \text{ m} \leq 0,133 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

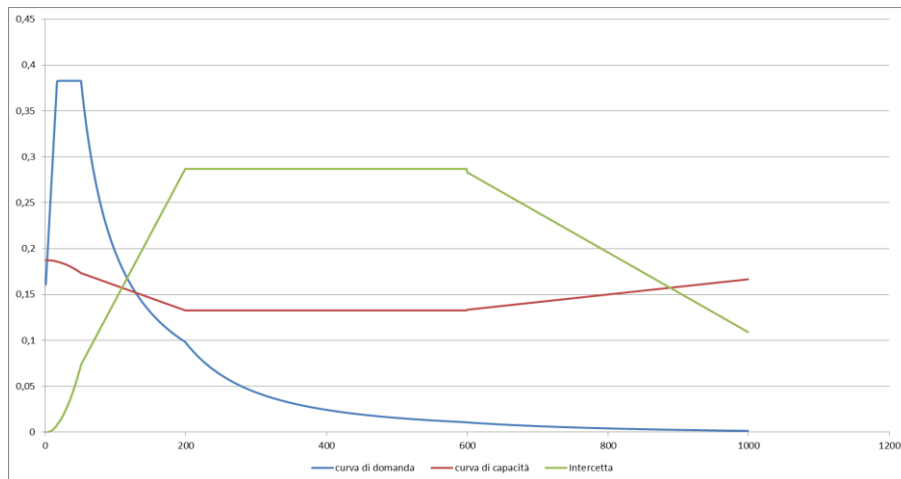


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto G

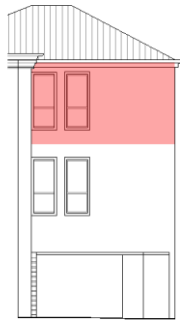


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,35

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,33	b _{cordolo} [KN]	0,33	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	20,0475	P _{cordolo} [KN]	2,475	H _{tot} [m]	13,6

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	c = a/g = 0,258
Massa partecipante:	M* = 20,0475/g
Frazione di massa partecipante:	e* = 1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	a ₀ * = 0,191111 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3408$ m	$a^*/FC = 0,191111$
$d_0^* = 0,3408$ m	$\theta = 11,6501^\circ$

$d_u^* = 0,1363$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0565$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0527$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0565 \text{ m} \leq 0,1363 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

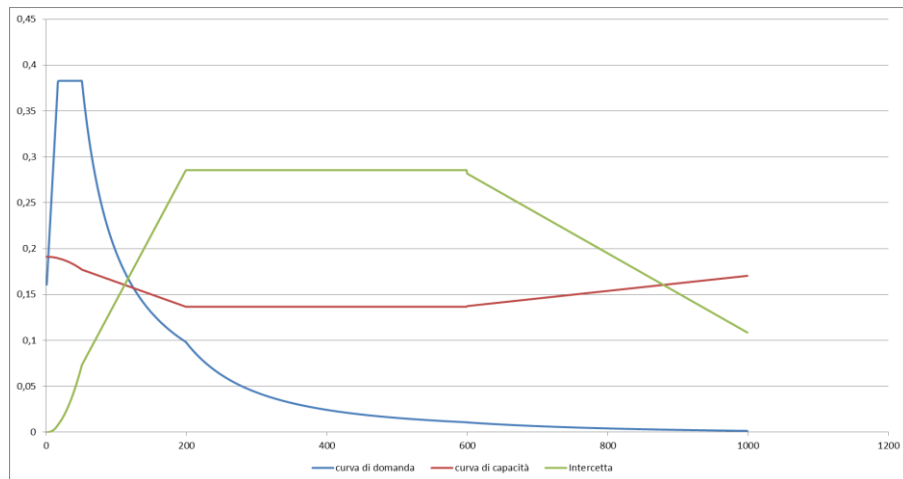


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto X

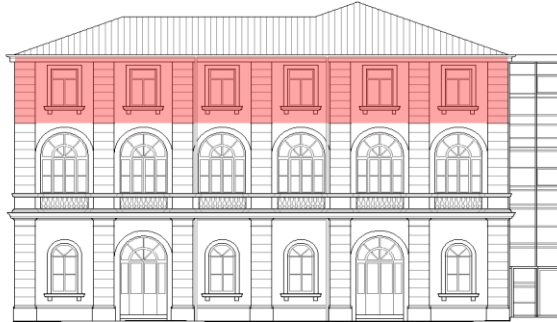


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,35

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,31	b _{cordolo} [KN]	0,31	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	18,8325	P _{cordolo} [KN]	2,325	H _{tot} [m]	13,6

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	c = a/g = 0,2513
Massa partecipante:	M* = 18,8325/g
Frazione di massa partecipante:	e* = 1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	a ₀ * = 0,1861482 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3297$ m	$a^*/FC = 0,186148$
$d_0^* = 0,3297$ m	$\theta = 11,2682^\circ$

$d_u^* = 0,1319$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0565$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0526$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0565 \text{ m} \leq 0,1319 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

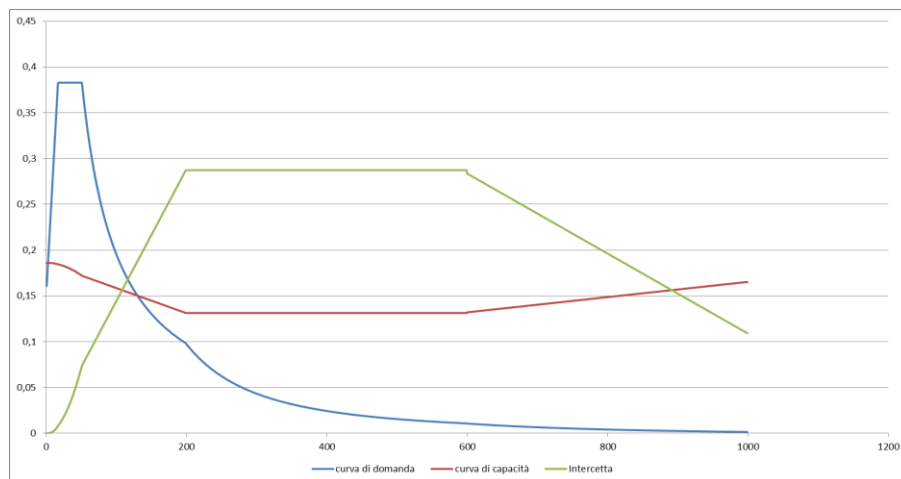


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto Y



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,35

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,38	b _{cordolo} [KN]	0,38	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	23,085	P _{cordolo} [KN]	2,85	H _{tot} [m]	13,6

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	c = a/g = 0,2746
Massa partecipante:	M* = 23,085/g
Frazione di massa partecipante:	e* = 1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	a ₀ * = 0,2034074 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,36$ m	$a^*/FC = 0,203407$
$d_0^* = 0,36$ m	$\theta = 12,3186^\circ$

$d_u^* = 0,144$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0565$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0526$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0565 \text{ m} \leq 0,144 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

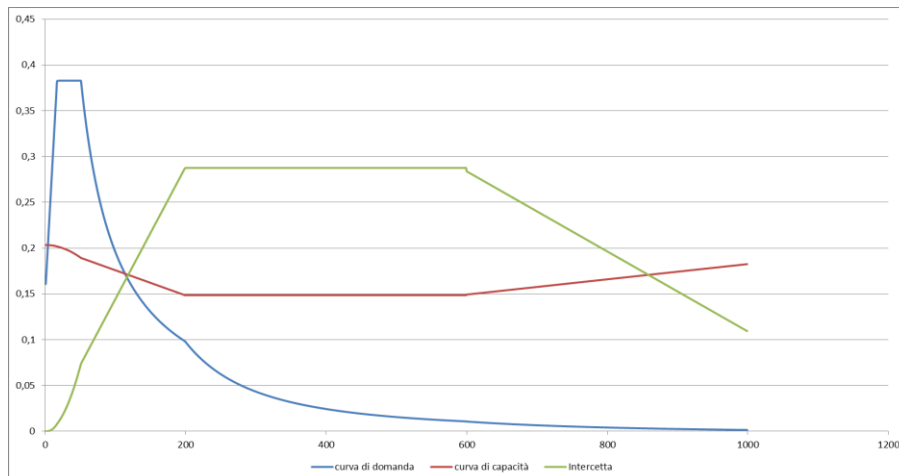


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLOCorpo B₁ - Prospetto E

Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$ **CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,315	$b_{cordolo}$ [KN]	0,315	N	1
h_3 [m]	3,375	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	9,925
P_3 [KN]	19,1362	$P_{cordolo}$ [KN]	2,3625	H_{tot} [m]	13,6
N_3 [KN]	12	$N_{cordolo}$ [KN]	0		
d_3 [m]	0,21	$d_{cordolo}$ [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{KES} + 0,0Q_{Kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,53	3,53

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	3,1848
Massa partecipante:	$M^* =$	19,1362/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	2,359111 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1458 m	$a^*/FC =$	2,359111
$d_0^* =$	0,1458 m	$\theta =$	4,9561°

$d_u^* =$	0,0583 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0042 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0105 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0105 \text{ m} \leq 0,0583 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

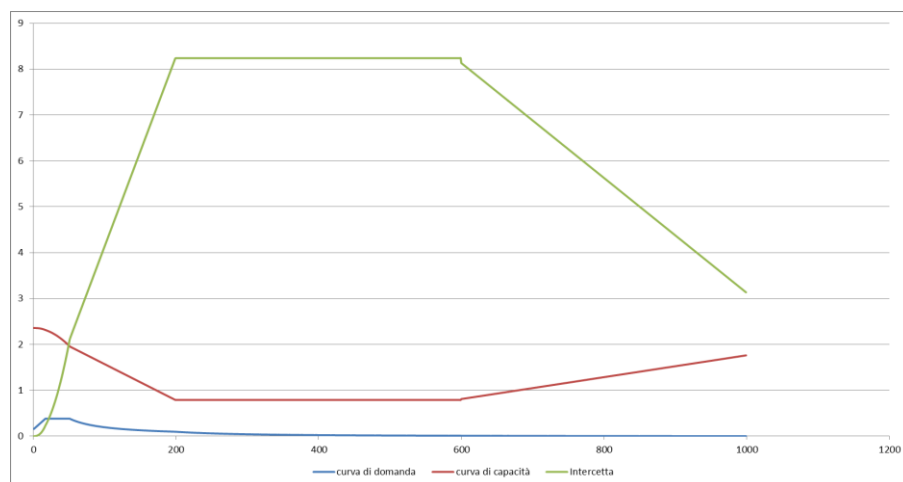


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto G

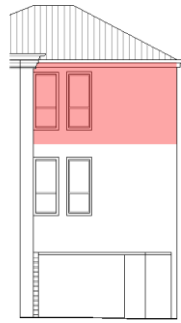


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,35

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,33	b _{cordolo} [KN]	0,33	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	20,0475	P _{cordolo} [KN]	2,475	H _{tot} [m]	13,6
N ₃ [KN]	12	N _{cordolo} [KN]	0		
d ₃ [m]	0,22	d _{cordolo} [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kES} + 0,0Q_{kN}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,84	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	2,5196
Massa partecipante:	$M^* =$	20,0475/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	1,86637 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1626 m	$a^*/FC =$	1,86637
$d_0^* =$	0,1626 m	$\theta =$	5,529°

$d_u^* =$	0,065 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0059 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0201 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0201 \text{ m} \leq 0,065 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

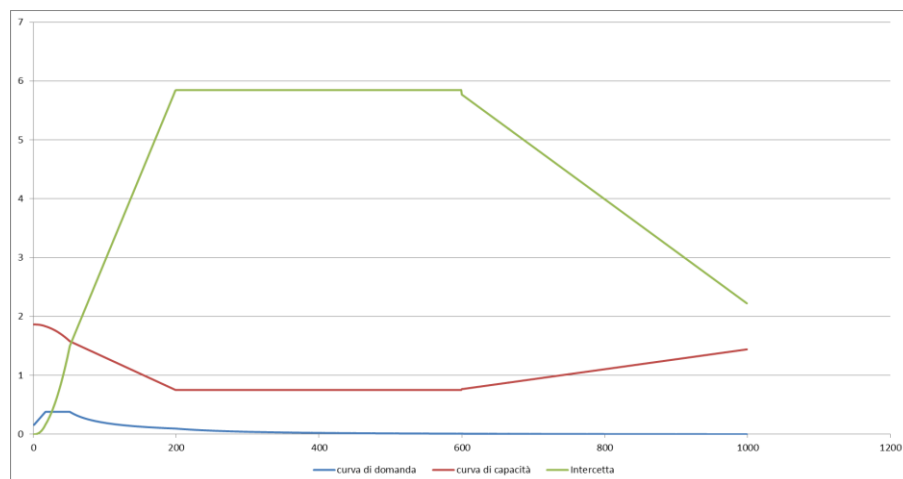


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

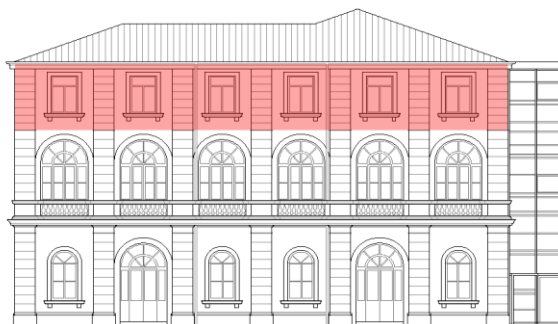
MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLOCorpo B₁ - Prospetto X

Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$ **CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,31	b _{cordolo} [KN]	0,31	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	18,8325	P _{cordolo} [KN]	2,325	H _{tot} [m]	13,6
N ₃ [KN]	12	N _{cordolo} [KN]	0		
d ₃ [m]	0,20667	d _{cordolo} [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kES} + 0,0Q_{kN}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,03	4,03

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	3,6473
Massa partecipante:	$M^* =$	18,8325/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	2,701704 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1382 m	$a^*/FC =$	2,701704
$d_0^* =$	0,1382 m	$\theta =$	4,6983°

$d_u^* =$	0,0553 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0034 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0077 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0077 \text{ m} \leq 0,0553 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

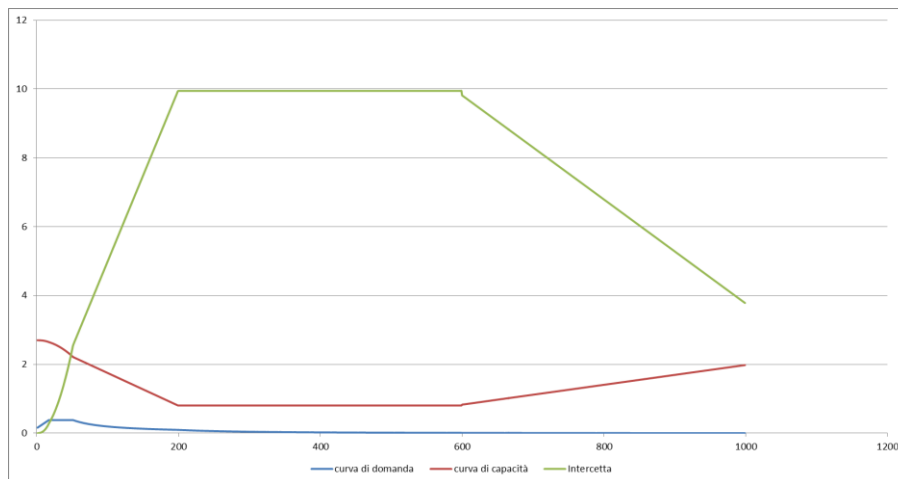


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto Y

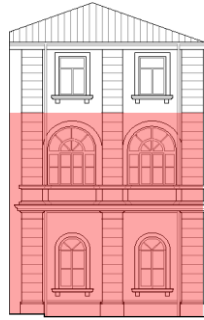


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,35

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,38	b _{cordolo} [KN]	0,38	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	23,085	P _{cordolo} [KN]	2,85	H _{tot} [m]	13,6
N ₃ [KN]	12	N _{cordolo} [KN]	0		
d ₃ [m]	0,25333	d _{cordolo} [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kES} + 0,0Q_{kN}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,78	3,78

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	2,9275
Massa partecipante:	$M^* =$	23,085/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	2,168519 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1727 m	$a^*/FC =$	2,168519
$d_0^* =$	0,1727 m	$\theta =$	5,8728°

$d_u^* =$	0,0691 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0055 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0168 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0168 \text{ m} \leq 0,0691 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

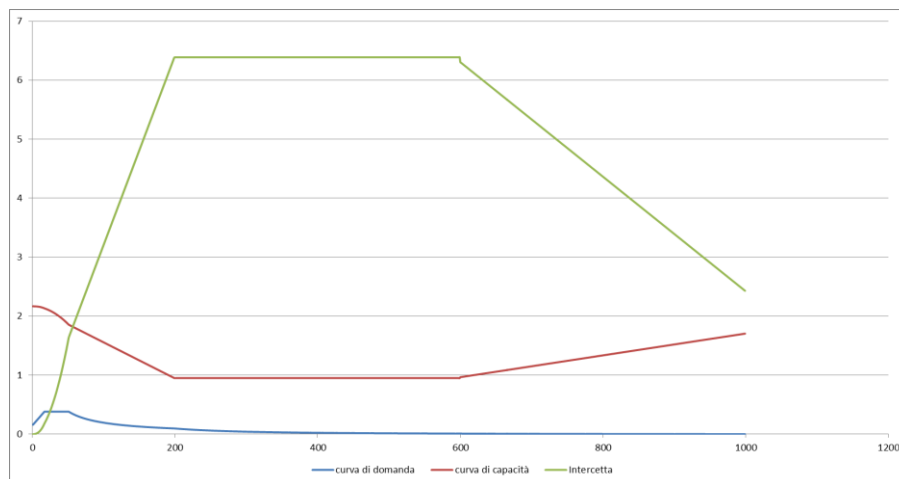


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)

Corpo B₁ - Prospetto E



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,35

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,315	N	1
h ₃ [m]	3,675	Z [m]	11,0875
P ₃ [KN]	20,8372	H _{tot} [m]	13,6
N ₃ [KN]	12		
d ₃ [m]	0,21		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

p₁ = 1 kN/m Solai leggeri

p₂ = 2 kN/m Solai con forza di contenimento media

p₃ = 4 kN/m Solai pesanti

p₄ = 6 kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,53	3,53

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0572
Massa partecipante:	$M^* =$	20,8372/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,3297
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,128444 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1 , p_2 , p_3 , p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1996
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,2339
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,2261 m	$a^*/FC =$	0,128505
$d_0^* =$	0,113 m	$\theta =$	7,0665°
$d_u^* =$	0,0452 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0399 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0586 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0586 \text{ m} \leq 0,0452 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

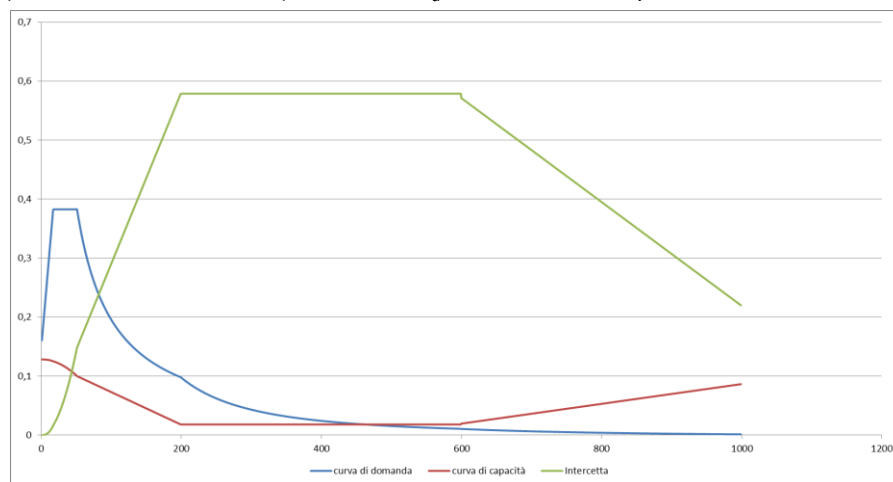


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)

Corpo B₁ - Prospetto G

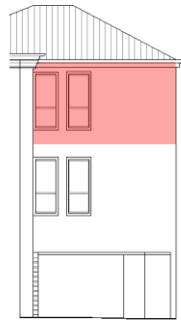


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,35

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,33	N	1
h ₃ [m]	3,675	Z [m]	11,0875
P ₃ [KN]	21,8295	H _{tot} [m]	13,6
N ₃ [KN]	12		
d ₃ [m]	0,22		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

p₁ = 1 kN/m Solai leggeri

p₃ = 4 kN/m Solai pesanti

p₂ = 2 kN/m Solai con forza di contenimento media

p₄ = 6 kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kES} + 0,0Q_{kN}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,84	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0599
Massa partecipante:	$M^* =$	21,8295/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,3904
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1137037 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1 , p_2 , p_3 , p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1996
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,2339
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,2412 m	$a^*/FC =$	0,113641
$d_0^* =$	0,1206 m	$\theta =$	7,5439°
$d_u^* =$	0,0482 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0438 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0605 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0605 \text{ m} \leq 0,0482 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

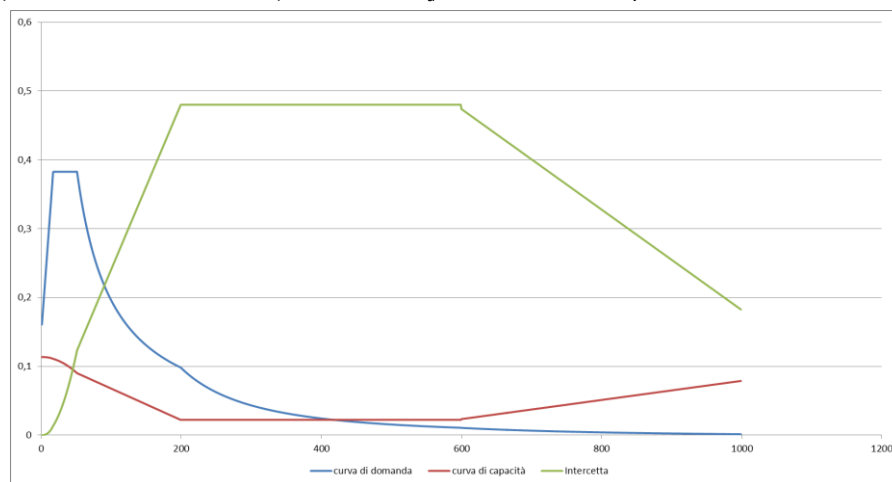


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)

Corpo B₁ - Prospetto X



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,31	N	1
h_3 [m]	3,675	Z [m]	11,0875
P_3 [KN]	20,5065	H_{tot} [m]	13,6
N_3 [KN]	12		
d_3 [m]	0,20667		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri

$p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media

$p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti

$p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,03	4,03

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0563
Massa partecipante:	$M^* =$	20,5065/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,2978
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,14 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1 , p_2 , p_3 , p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1996
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,2339
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,22 m	$a^*/FC =$	0,140053
$d_0^* =$	0,11 m	$\theta =$	6,8755°
$d_u^* =$	0,044 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0375 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0579 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0579 \text{ m} \leq 0,044 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

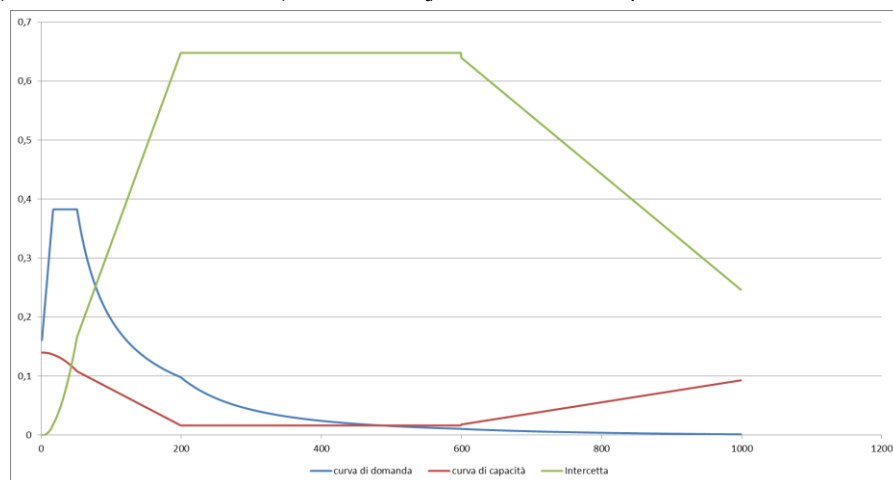


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)Corpo B₁ - Prospetto Y

Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,38	N	1
h_3 [m]	3,675	Z [m]	11,0875
P_3 [KN]	25,137	H_{tot} [m]	13,6
N_3 [KN]	12		
d_3 [m]	0,25333		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,78	3,78

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,069
Massa partecipante:	$M^* =$	25,137/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,3566
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,14333 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1, p_2, p_3, p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1996
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,2339
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,2746 m	$a^*/FC =$	0,143342
$d_0^* =$	0,1373 m	$\theta =$	8,5944°

$d_u^* =$	0,0549 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0414 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0594 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0594 \text{ m} \leq 0,0549 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

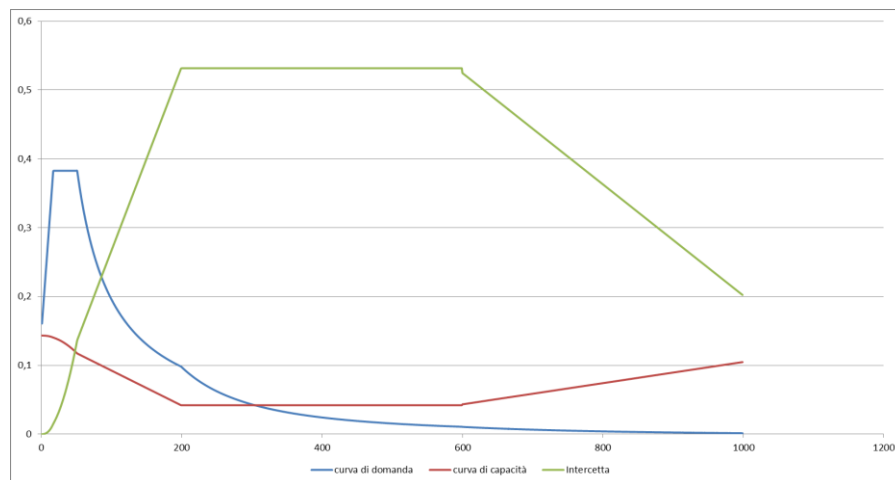


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

Corpo C - Prospetto S



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,46	b_1 [KN]	0,47	N	2
h_2 [m]	4,79	h_1 [m]	5,3	Z [m]	0
P_2 [KN]	39,6612	P_1 [KN]	44,838	H_{tot} [m]	13,72
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,30667	d_1 [m]	0,3133		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{k_{es}} + 0,0Q_{k_n}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	2	0,8
Area di carico [m ²]	3,08	4,22	3,76

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,5054
Massa partecipante:	$M^* =$	199,0952/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,3743704 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	2,8486 m	$a^*/FC =$	0,37437
$d_0^* =$	2,8486 m	$\theta =$	34,3775°

$d_u^* =$	1,1394 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 1,1394 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

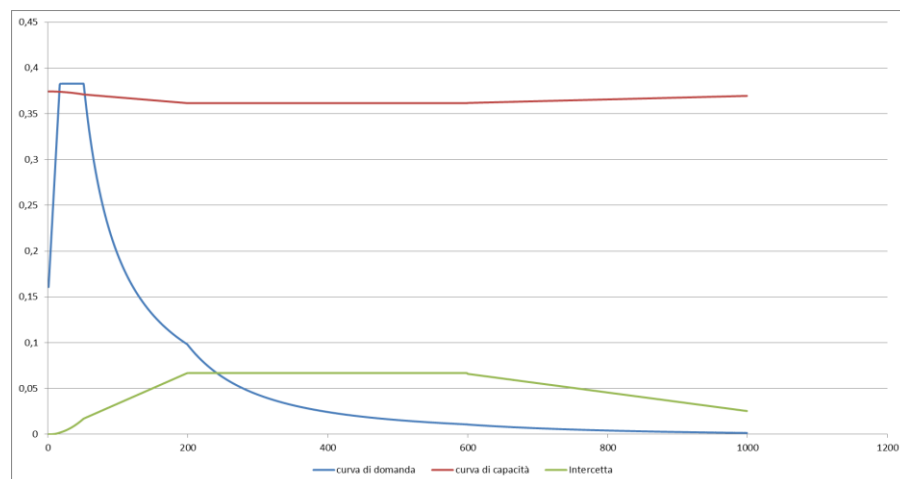


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

Corpo C - Prospetto U

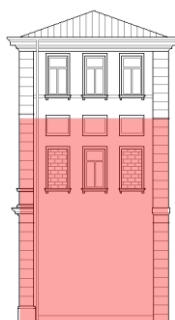


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,46	b_1 [KN]	0,45	N	2
h_2 [m]	4,79	h_1 [m]	5,3	Z [m]	0
P_2 [KN]	39,6612	P_1 [KN]	42,93	H_{tot} [m]	13,72
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,30667	d_1 [m]	0,3		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	2	0,8
Area di carico [m ²]	2	0,67	2,67

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,2622
Massa partecipante:	$M^* =$	117,2552/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,194222 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	1,6666 m	$a^*/FC =$	0,194222
$d_0^* =$	1,6666 m	$\theta =$	19,2896°

$d_u^* =$	0,6666 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,6666 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

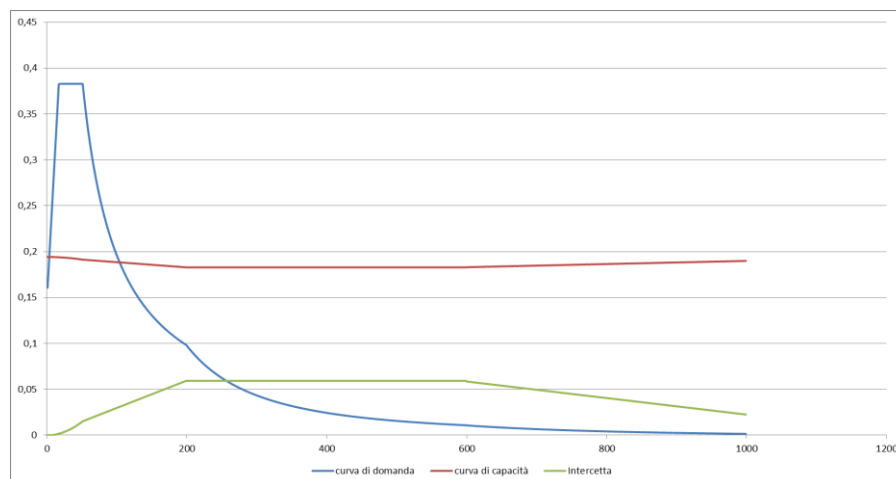


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

Corpo C - Prospetto V

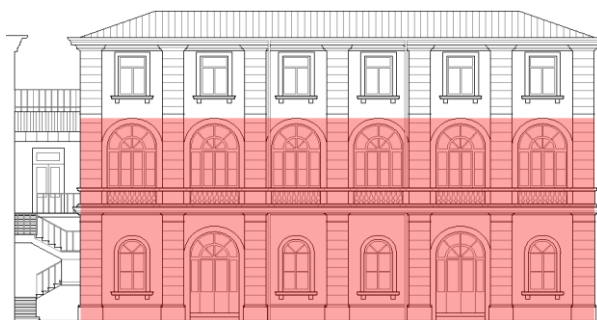


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,41	b_1 [KN]	0,42	N	2
h_2 [m]	4,79	h_1 [m]	5,3	Z [m]	0
P_2 [KN]	35,3502	P_1 [KN]	40,069	H_{tot} [m]	13,72
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,27333	d_1 [m]	0,28		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	2	0,8
Area di carico [m ²]	3	4	3,72

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,5122
Massa partecipante:	$M^* =$	186,0702/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,3794074 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	2,8763 m	$a^*/FC =$	0,379407
$d_0^* =$	2,8763 m	$\theta =$	34,7595°

$d_u^* =$	1,1505 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 1,1505 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

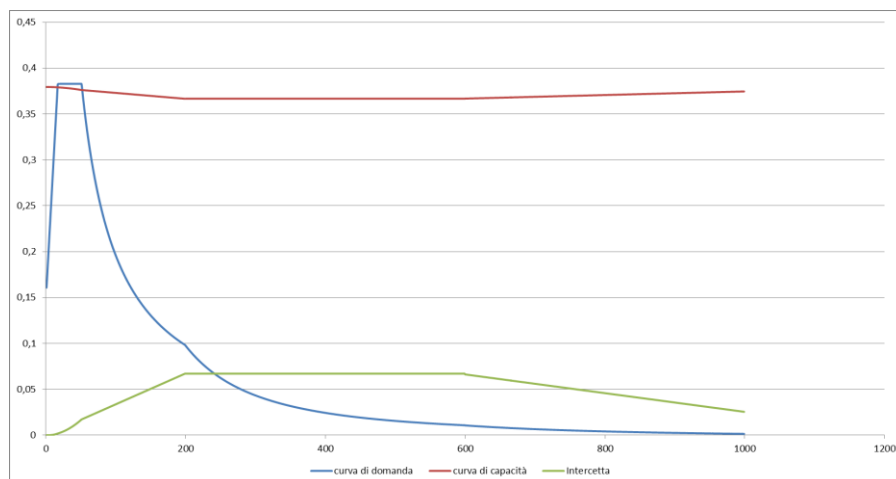


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo C - Prospetto S

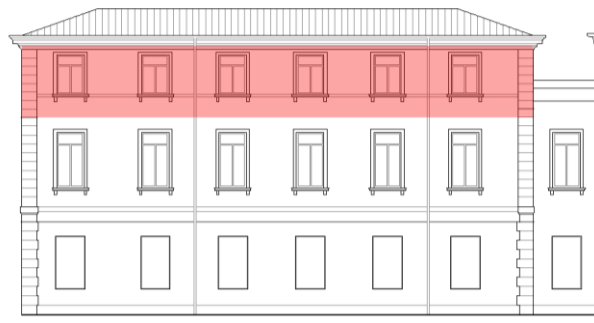


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,45	$b_{cordolo}$ [KN]	0,45	N	1
h_3 [m]	3,33	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	10,09
P_3 [KN]	26,973	$P_{cordolo}$ [KN]	3,375	H_{tot} [m]	13,72

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,3022
Massa partecipante:	$M^* =$	26,973/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,2238518 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,181
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3904$ m	$a^*/FC = 0,223852$
$d_0^* = 0,3904$ m	$\theta = 13,56^\circ$

$d_u^* = 0,1562$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,056$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0532$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,056 \text{ m} \leq 0,1562 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

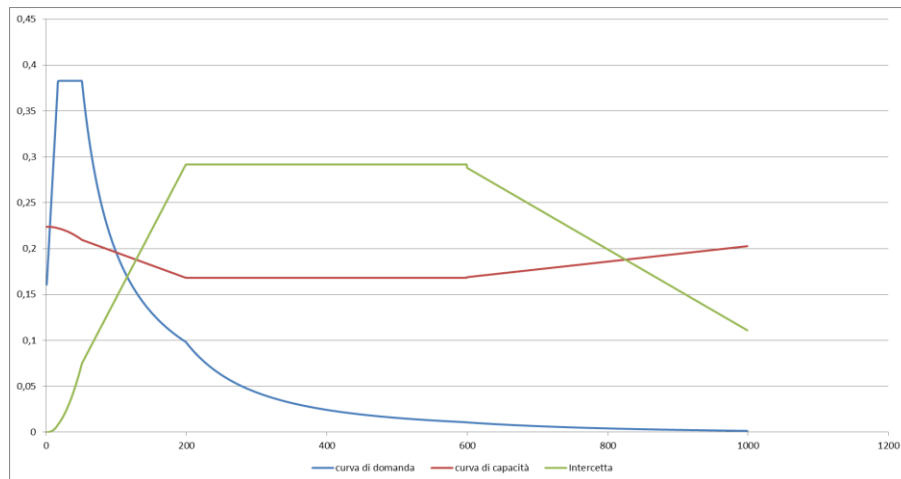


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo C - Prospetto U



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$ **CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,46	$b_{cordolo}$ [KN]	0,46	N	1
h_3 [m]	3,33	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	10,09
P_3 [KN]	27,5724	$P_{cordolo}$ [KN]	3,45	H_{tot} [m]	13,72

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,3056
Massa partecipante:	$M^* =$	27,5724/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,2263704 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,181
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3931$ m	$a^*/FC = 0,22637$
$d_0^* = 0,3931$ m	$\theta = 13,6555^\circ$

$d_u^* = 0,1572$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,056$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0532$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,056 \text{ m} \leq 0,1572 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

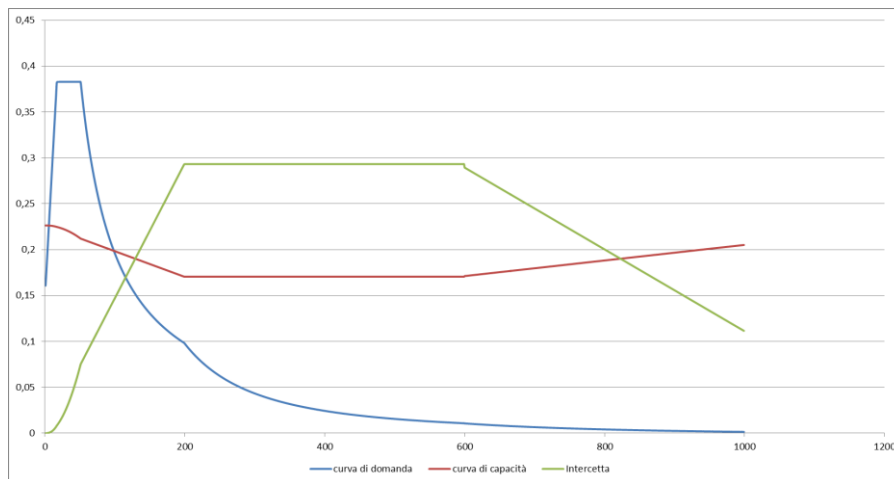


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo C - Prospetto V



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,42	$b_{cordolo}$ [KN]	0,42	N	1
h_3 [m]	3,33	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	10,09
P_3 [KN]	25,1748	$P_{cordolo}$ [KN]	3,15	H_{tot} [m]	13,72

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,2921
Massa partecipante:	$M^* =$	25,1748/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,2163704 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,181
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3769$ m	$a^*/FC = 0,21637$
$d_0^* = 0,3769$ m	$\theta = 13,0825^\circ$

$d_u^* = 0,1508$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,056$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0532$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,056 \text{ m} \leq 0,1508 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

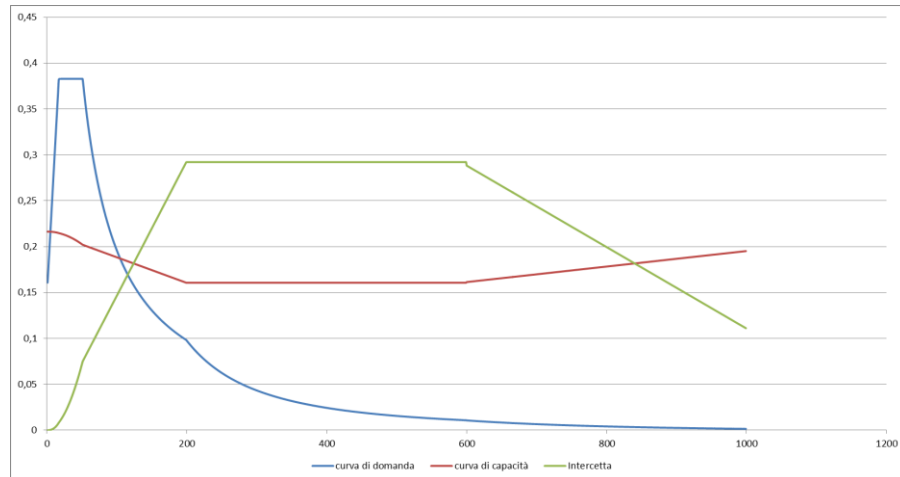


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo C - Prospetto S



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$ **CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,45	$b_{cordolo}$ [KN]	0,45	N	1
h_3 [m]	3,33	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	10,09
P_3 [KN]	26,973	$P_{cordolo}$ [KN]	3,375	H_{tot} [m]	13,72
N_3 [KN]	8,8	$N_{cordolo}$ [KN]	0		
d_3 [m]	0,3	$d_{cordolo}$ [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{KES} + 0,0Q_{Kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,76	3,76

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 1,9953$
Massa partecipante:	$M^* = 26,973/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 1$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 1,478 \text{ g}$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,181
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,2191 \text{ m}$	$a^*/FC = 1,478$
$d_0^* = 0,2191 \text{ m}$	$\theta = 7,563^\circ$

$d_u^* = 0,0877 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0104 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0692 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0692 \text{ m} \leq 0,0877 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

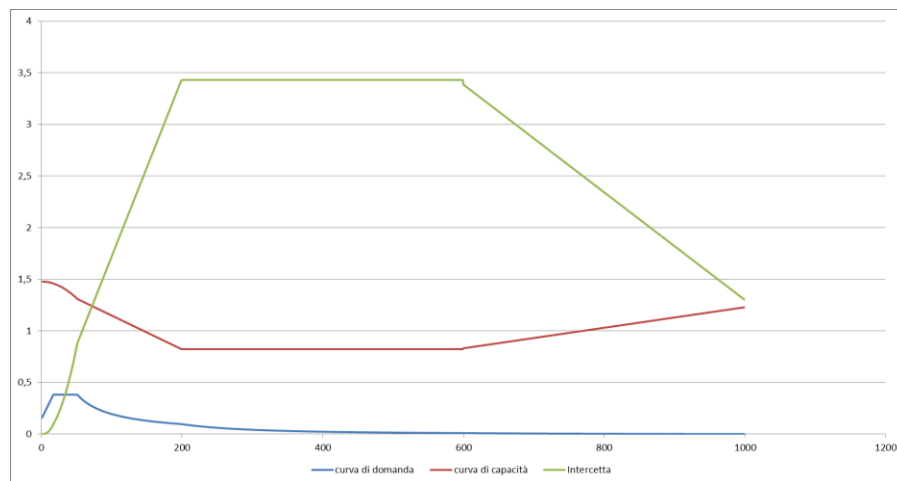


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo C - Prospetto U



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,46	$b_{cordolo}$ [KN]	0,6	N	1
h_3 [m]	3,33	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	10,09
P_3 [KN]	27,5724	$P_{cordolo}$ [KN]	3,45	H_{tot} [m]	13,72
N_3 [KN]	8,8	$N_{cordolo}$ [KN]	0		
d_3 [m]	0,307	$d_{cordolo}$ [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{KES} + 0,0Q_{Kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,67	2,67

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 1,4853$
Massa partecipante:	$M^* = 27,5724/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 1$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 1,100222 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,181
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,2447 m$	$a^*/FC = 1,100222$
$d_0^* = 0,2447 m$	$\theta = 8,4511^\circ$

$d_u^* = 0,0979 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,016 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0698 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0698 m \leq 0,0979 m = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

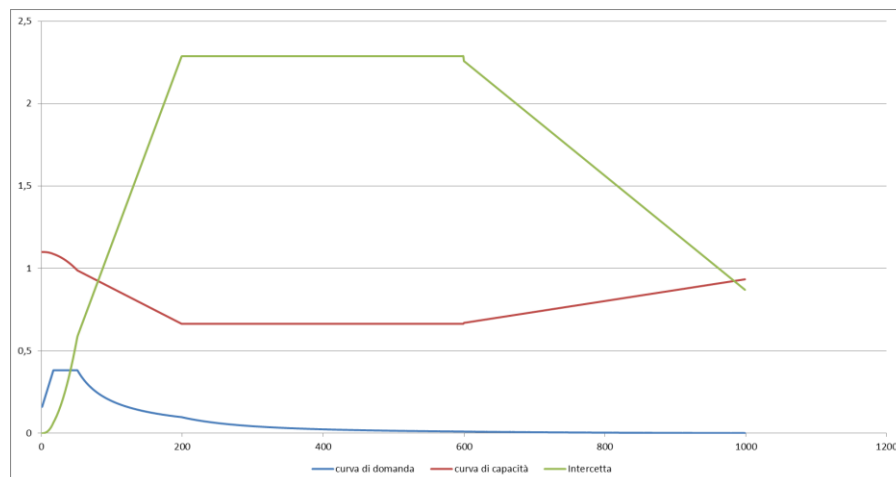


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo C - Prospetto V



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	2,4 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$ **CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,42	$b_{cordolo}$ [KN]	0,42	N	1
h_3 [m]	3,33	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	10,09
P_3 [KN]	25,1748	$P_{cordolo}$ [KN]	3,15	H_{tot} [m]	13,72
N_3 [KN]	8,8	$N_{cordolo}$ [KN]	0		
d_3 [m]	0,28	$d_{cordolo}$ [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{KES} + 0,0Q_{Kn}$$

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,72	3,72

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	2,0712
Massa partecipante:	$M^* =$	25,1748/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	1,534222 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,181
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,2059 m	$a^*/FC =$	1,534222
$d_0^* =$	0,2059 m	$\theta =$	7,1047°

$d_u^* =$	0,0824 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0097 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0553 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0553 \text{ m} \leq 0,0824 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

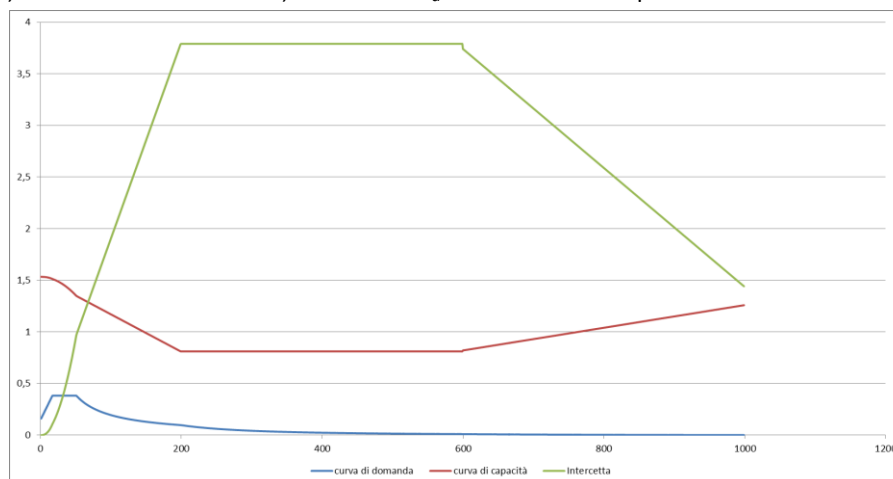


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)

Corpo C - Prospetto S

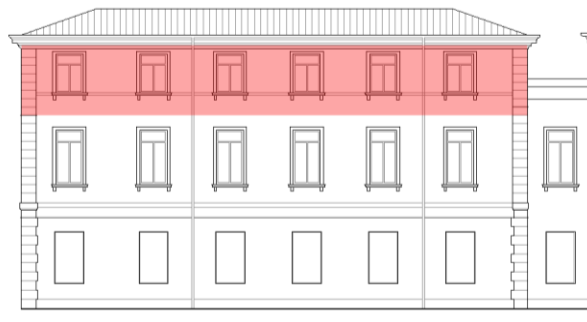


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,45	N	1
h_3 [m]	3,63	Z [m]	11,23
P_3 [KN]	29,403	H_{tot} [m]	13,72
N_3 [KN]	8,8		
d_3 [m]	0,3		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri

$p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media

$p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti

$p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,76	3,76

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0827
Massa partecipante:	$M^* =$	29,403/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,4705
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,130222 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1, p_2, p_3, p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1997
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,234
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3368 m	$a^*/FC =$	0,130196
$d_0^* =$	0,1684 m	$\theta =$	10,6952°
$d_u^* =$	0,0674 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0482 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0637 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0637 \text{ m} \leq 0,0674 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

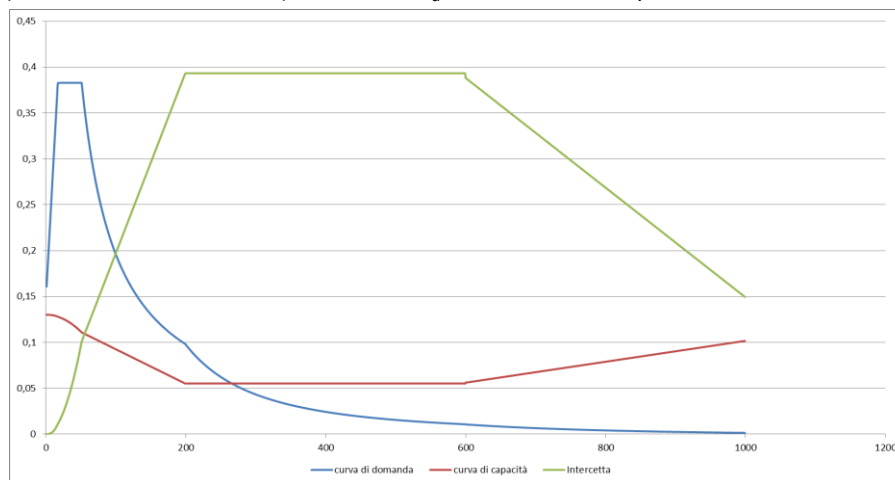


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)

Corpo C - Prospetto U



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,46	N	1
h_3 [m]	3,63	Z [m]	13,23
P_3 [KN]	30,0564	H_{tot} [m]	13,72
N_3 [KN]	8,8		
d_3 [m]	0,307		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri

$p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti

$p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media

$p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,67	2,67

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0846
Massa partecipante:	$M^* =$	30,0564/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,5613
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1116296 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1, p_2, p_3, p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,2303
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,2698
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3547 m	$a^*/FC =$	0,111655
$d_0^* =$	0,1773 m	$\theta =$	11,2682°
$d_u^* =$	0,0709 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0535 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0774 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0774 \text{ m} \leq 0,0709 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

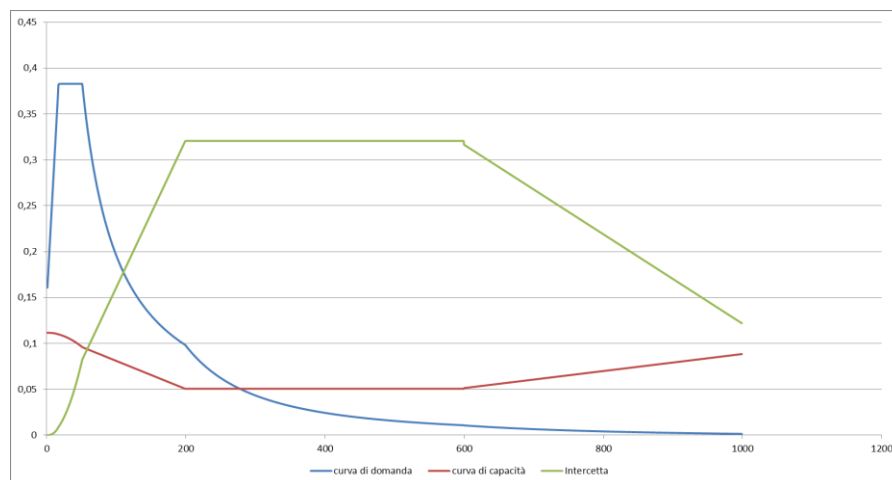


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)

Corpo C - Prospetto V



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,35$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	2,4 Mpa
Resistenza a trazione	0,06 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,42	N	1
h_3 [m]	3,63	Z [m]	11,23
P_3 [KN]	27,4428	H_{tot} [m]	13,72
N_3 [KN]	8,8		
d_3 [m]	0,28		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri

$p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media

$p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti

$p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,72	3,72

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0772
Massa partecipante:	$M^* =$	27,4428/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,456
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1254074 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1, p_2, p_3, p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1997
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,234
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,313 m	$a^*/FC =$	0,1254
$d_0^* =$	0,1565 m	$\theta =$	9,9313°
$d_u^* =$	0,0626 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0472 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0632 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0632 \text{ m} \leq 0,0626 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

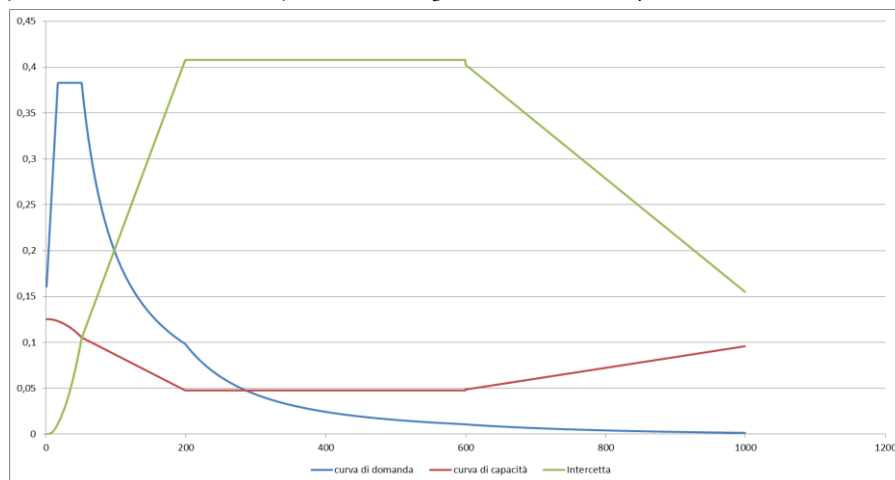


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	N	1
h_3 [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	20,5524	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,22		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0753
Massa partecipante:	$M^* =$	30,0398/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,8904
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0705 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1838
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1803 m	$a^*/FC =$	0,070473
$d_0^* =$	0,2025 m	$\theta =$	4,2972°

$d_u^* =$	0,081 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,072 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0632 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,072 \text{ m} \leq 0,081 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

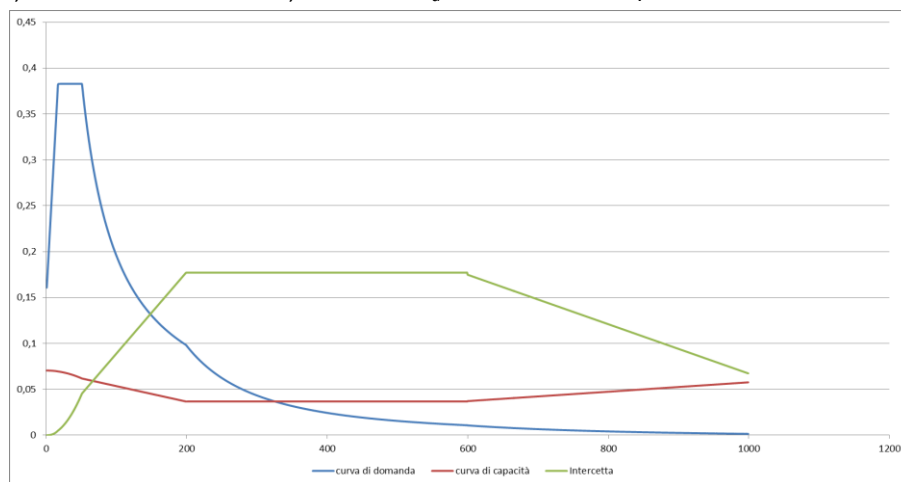


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.2



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,44	N	1
h_3 [m]	9,19	Z [m]	4,8
P_3 [KN]	72,7848	H_{tot} [m]	13,99
N_3 [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0411
Massa partecipante:	$M^* =$	78,3244/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9111
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0375833 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0673
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0788
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,2119 m	$a^*/FC =$	0,032766
$d_0^* =$	0,2326 m	$\theta =$	2,2918°

$d_u^* =$	0,093 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0369 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,093 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

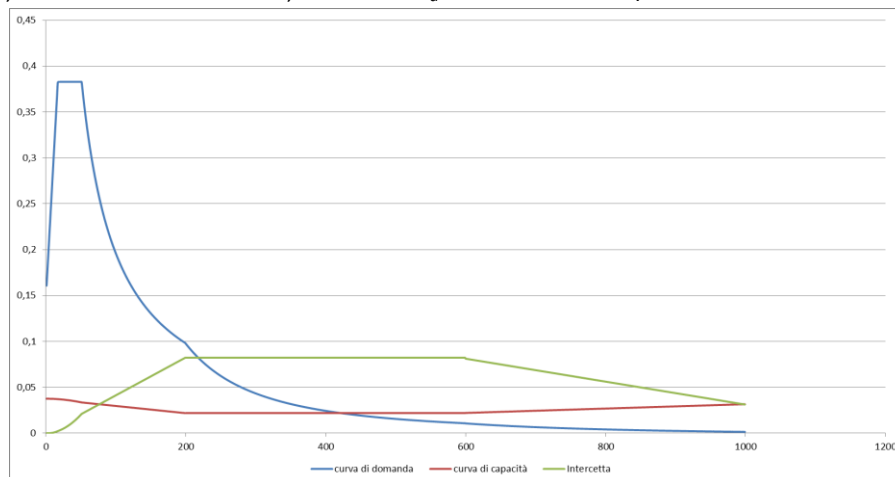


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	N	1
h_3 [m]	3,4	Z [m]	10,11
P_3 [KN]	20,196	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,22		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0765
Massa partecipante:	$M^* =$	29,7298/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,8906
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0715833 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1572
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1841
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1816 m	$a^*/FC =$	0,071579
$d_0^* =$	0,2039 m	$\theta =$	4,3927°

$d_u^* =$	0,0816 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0715 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0623 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0715 \text{ m} \leq 0,0816 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

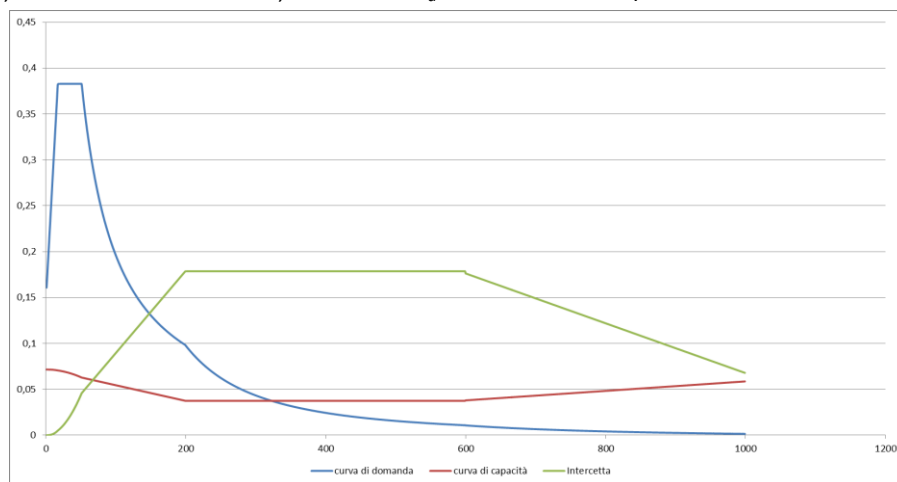


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto B

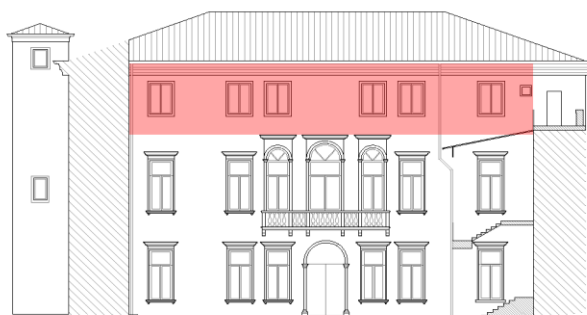


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	N	1
h_3 [m]	3,7	Z [m]	10,28
P_3 [KN]	19,98	H_{tot} [m]	13,98
N_3 [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,2		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,45	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0622
Massa partecipante:	$M^* =$	32,4119/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,8945
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,058 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,181
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1651 m	$a^*/FC =$	0,057944
$d_0^* =$	0,1846 m	$\theta =$	3,5332°

$d_u^* =$	0,0738 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0759 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0658 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0759 \text{ m} \leq 0,0738 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: **NON VERIFICATA**

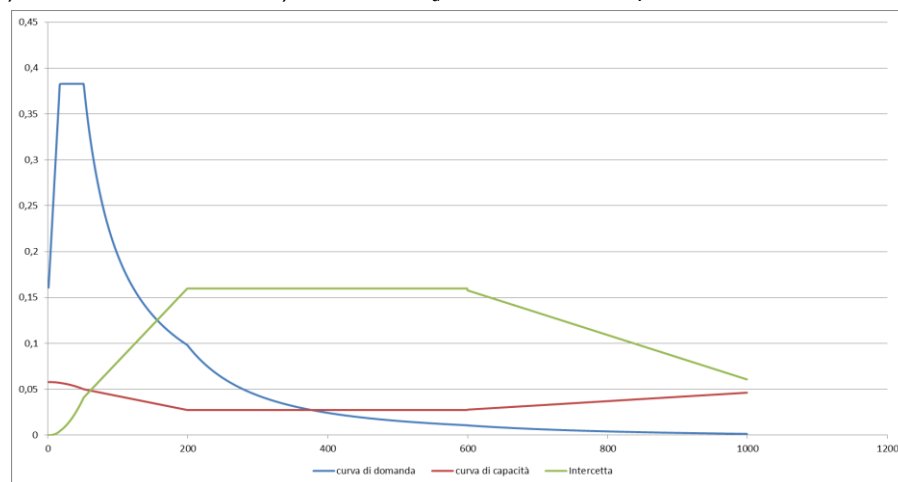


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto D



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	N	1
h_3 [m]	3,4	Z [m]	10,11
P_3 [KN]	18,36	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,2		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,84	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0707
Massa partecipante:	$M^* =$	25,5505/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,8893
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,06625 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1572
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1841
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1618 m	$a^*/FC =$	0,066254
$d_0^* =$	0,182 m	$\theta =$	4,0107°

$d_u^* =$	0,0728 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0706 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0615 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0706 \text{ m} \leq 0,0728 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

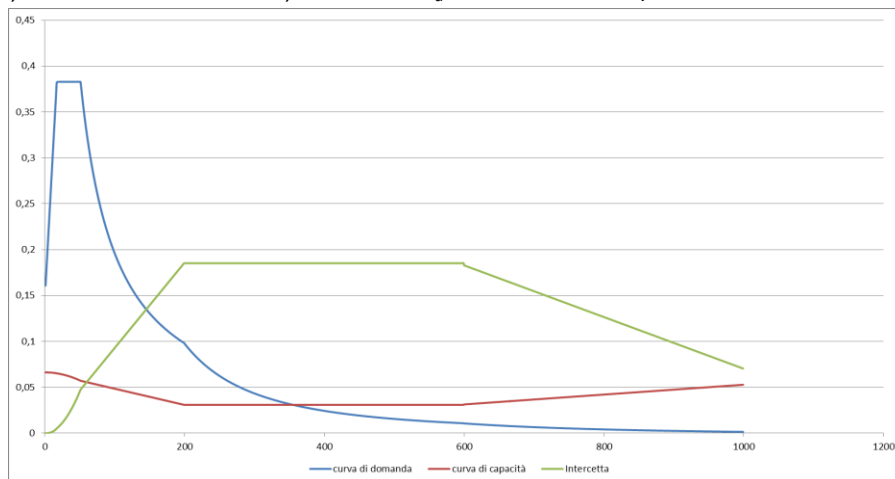


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto D torre

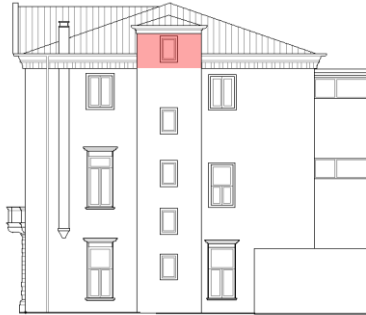


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,29	N	1
h_3 [m]	2,2	Z [m]	10,55
P_3 [KN]	11,484	H_{tot} [m]	15,41
N_3 [KN]	3,531041		
d_3 [m]	0,219333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	1,356	1,356

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,1101
Massa partecipante:	$M^* =$	14,4773/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,8897
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,103083 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1491
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1747
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1563 m	$a^*/FC =$	0,103125
$d_0^* =$	0,1757 m	$\theta =$	6,3025°

$d_u^* =$	0,0703 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0555 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,058 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,058 \text{ m} \leq 0,0703 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

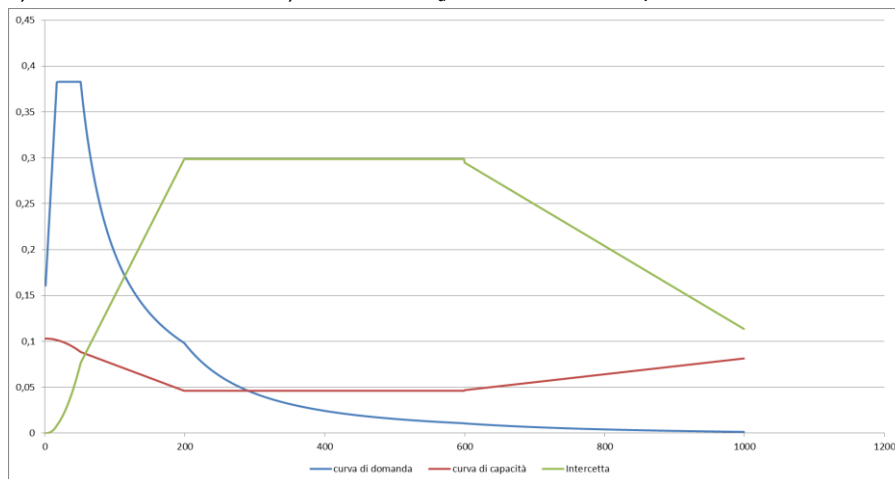


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto T

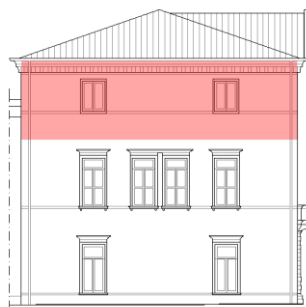


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	N	1
h_3 [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	18,684	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,2		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,75	2,75

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0698
Massa partecipante:	$M^* =$	25,5395/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,889
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0654166 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1838
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1633 m	$a^*/FC =$	0,065428
$d_0^* =$	0,1837 m	$\theta =$	4,0107°

$d_u^* =$	0,0735 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0711 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0627 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0711 \text{ m} \leq 0,0735 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

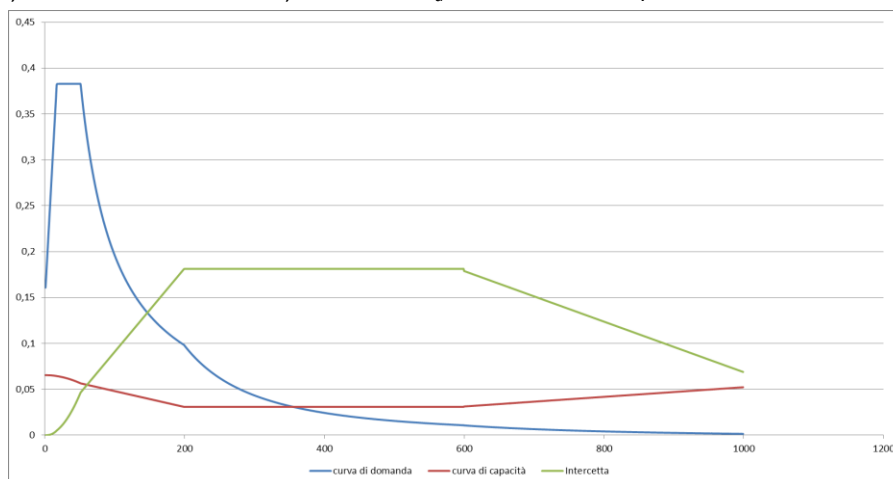


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.1

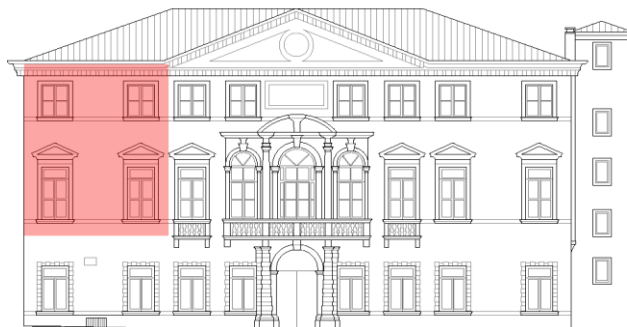


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,47	N	2
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	Z [m]	4,65
P_3 [KN]	20,5524	P_2 [KN]	47,1222	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,31333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,27	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g = 0,0441$
Massa partecipante:	$M^* = 99,3216/g$
Frazione di massa partecipante:	$e^* = 0,8464$
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* = 0,0435 g$

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0714
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0836
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,2314 m$	$a^*/FC = 0,043421$
$d_0^* = 0,2734 m$	$\theta = 2,5783^\circ$

$d_u^* = 0,1093 m$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0387 m$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 m \leq 0,1093 m = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

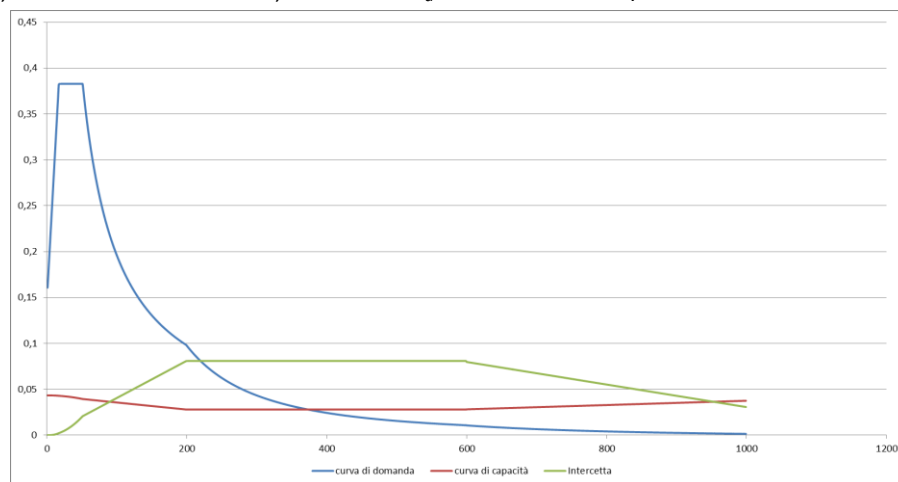


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.2

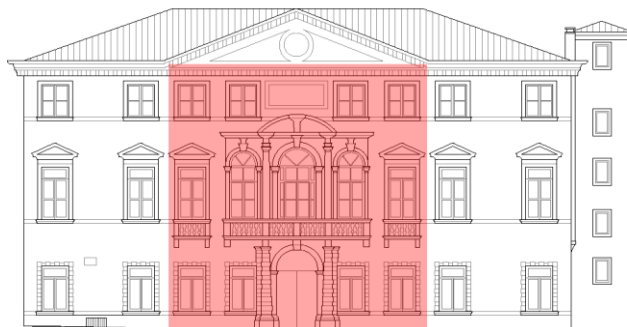


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,44	b_2 [KN]	0,44	N	2
h_3 [m]	9,19	h_2 [m]	4,8	Z [m]	0
P_3 [KN]	72,7848	P_2 [KN]	38,016	H_{tot} [m]	13,99
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,29333	d_2 [m]	0,28333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,115	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0296
Massa partecipante:	$M^* =$	117,8257/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,7983
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0309166 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,2059 m	$a^*/FC =$	0,030897
$d_0^* =$	0,2579 m	$\theta =$	1,6234°

$d_u^* =$	0,1032 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1032 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

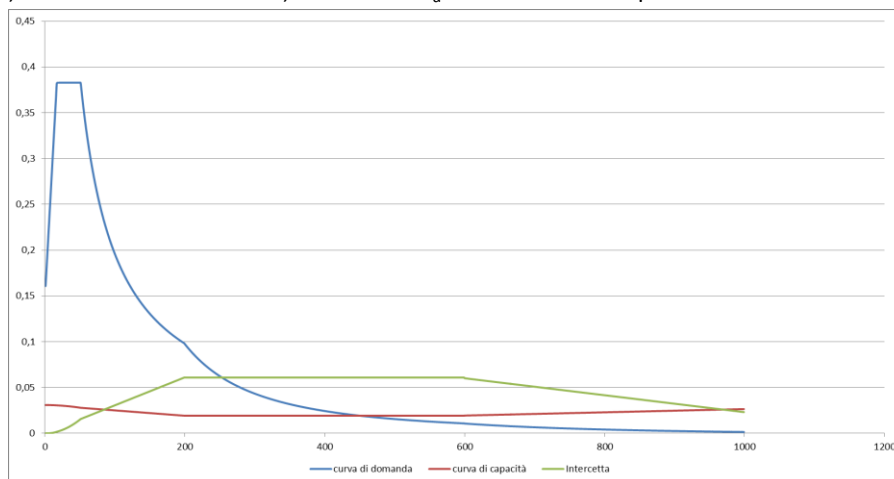


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,44	N	2
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	Z [m]	4,65
P_3 [KN]	20,196	P_2 [KN]	43,2432	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,27	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0423
Massa partecipante:	$M^* =$	96,2241/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,8507
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0414166 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0723
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0847
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,2216 m	$a^*/FC =$	0,041437
$d_0^* =$	0,2605 m	$\theta =$	2,4828°

$d_u^* =$	0,1042 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0387 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1042 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

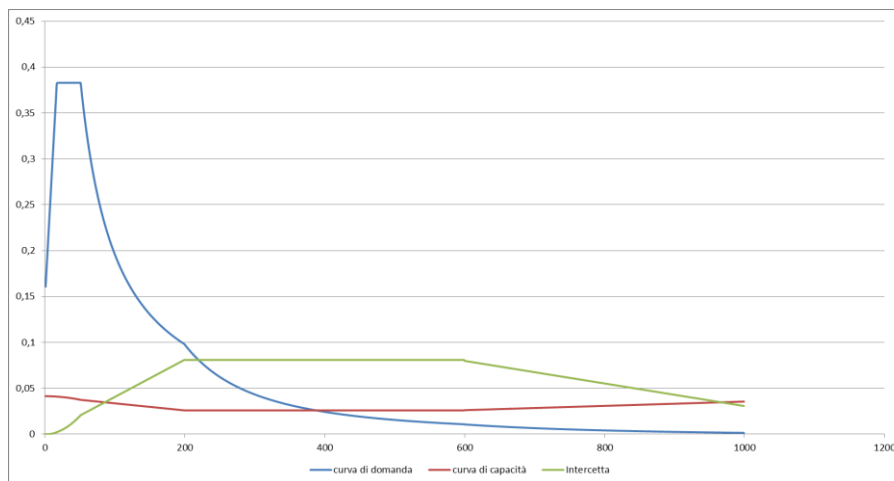


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto B



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,44	N	2
h_3 [m]	3,7	h_2 [m]	5,5	Z [m]	4,78
P_3 [KN]	19,98	P_2 [KN]	43,56	H_{tot} [m]	13,98
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,5	4,45	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0389
Massa partecipante:	$M^* =$	89,0166/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,8298
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0390833 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0718
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0841
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,2115 m	$a^*/FC =$	0,039067
$d_0^* =$	0,2549 m	$\theta =$	2,2918°

$d_u^* =$	0,1019 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0402 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1019 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

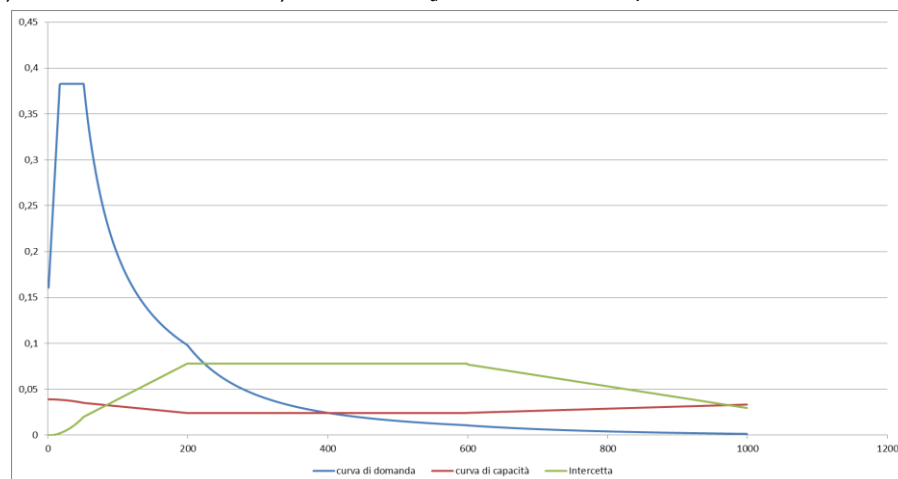


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto D



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,45	N	2
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	Z [m]	4,65
P_3 [KN]	18,36	P_2 [KN]	43,56	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,3		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	1,18	2,84	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0422
Massa partecipante:	$M^* =$	69,6507/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,8105
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,043416 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0723
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0847
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,2172 m	$a^*/FC =$	0,043387
$d_0^* =$	0,268 m	$\theta =$	2,5783°

$d_u^* =$	0,1072 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0384 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1072 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

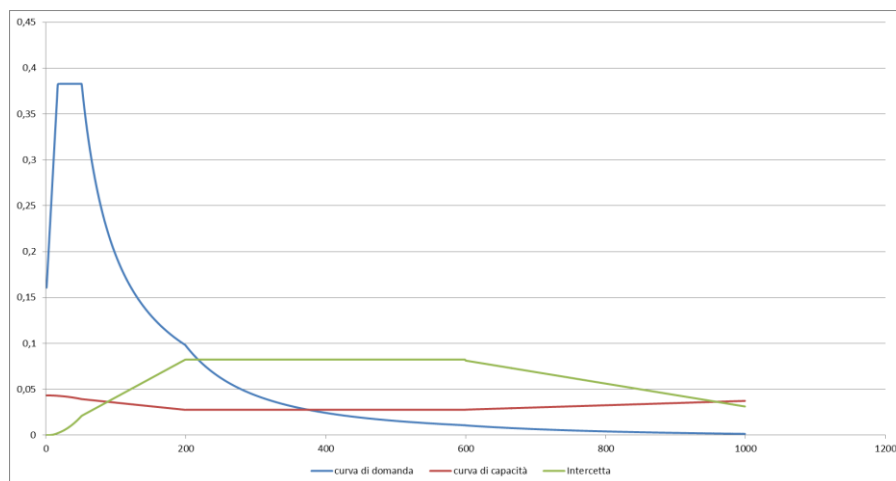


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto T

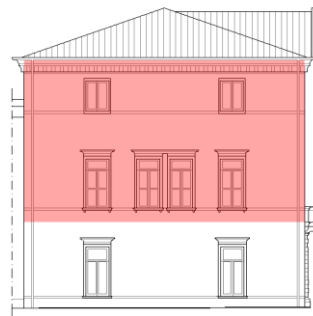


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,43	N	2
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	Z [m]	4,65
P_3 [KN]	18,684	P_2 [KN]	43,1118	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,28667		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	1,24	2,75	2,75

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0398
Massa partecipante:	$M^* =$	65,5976/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,8143
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,04075 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0714
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0836
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,2062 m	$a^*/FC =$	0,040732
$d_0^* =$	0,2532 m	$\theta =$	2,3873°

$d_u^* =$	0,1013 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0385 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1013 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

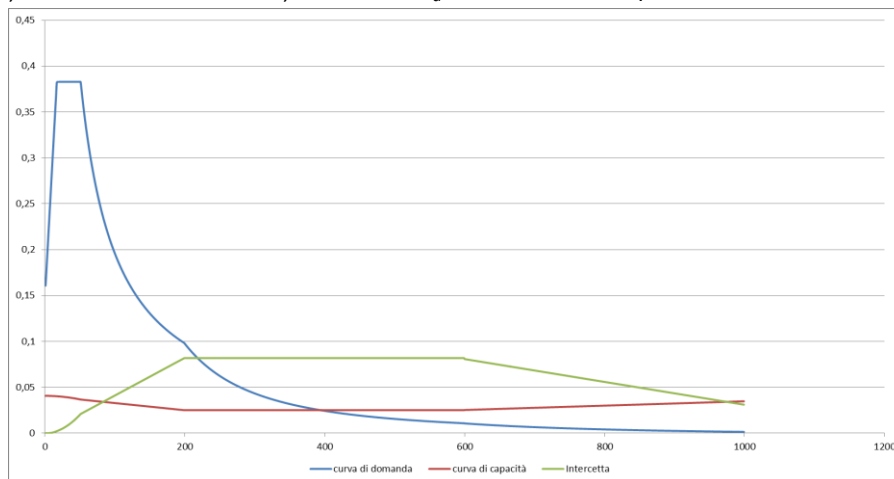


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.9: PARETE 3 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,47	b_1 [KN]	0,47	N	3
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	20,5524	P_2 [KN]	47,1222	P_1 [KN]	39,339	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908	N_1 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,31333	d_1 [m]	0,31333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,115	3,27	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0299
Massa partecipante:	$M^* =$	145,4163/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,8066
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,030916 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,2122 m	$a^*/FC =$	0,032442
$d_0^* =$	0,2631 m	$\theta =$	1,6234°

$d_u^* =$	0,1052 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1052 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

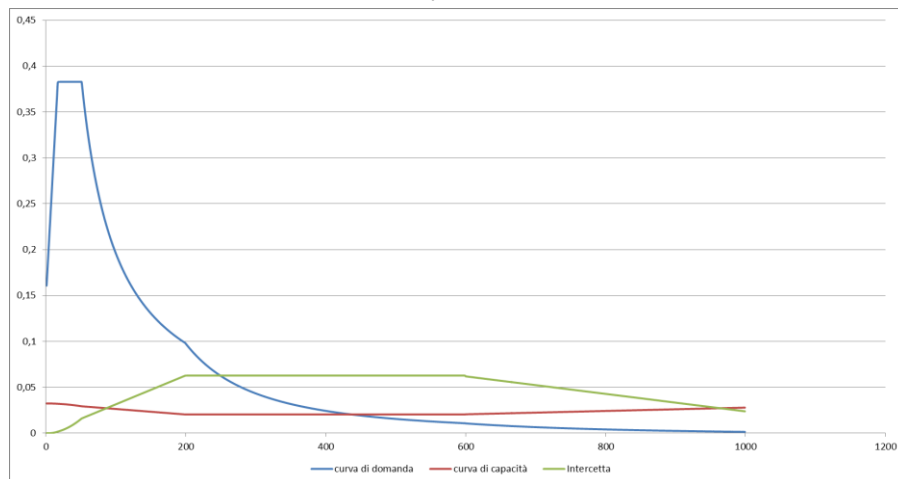


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.9: PARETE 3 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto A.3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,44	b_1 [KN]	0,44	N	3
h_3 [m]	3,7	h_2 [m]	5,5	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	19,98	P_2 [KN]	43,56	P_1 [KN]	37,8576	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408	N_1 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,29333	d_1 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,115	3,27	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0283
Massa partecipante:	$M^* =$	140,6396/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,8104
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0290833 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1997 m	$a^*/FC =$	0,030643
$d_0^* =$	0,2465 m	$\theta =$	1,5279°

$d_u^* =$	0,0986 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,0986 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

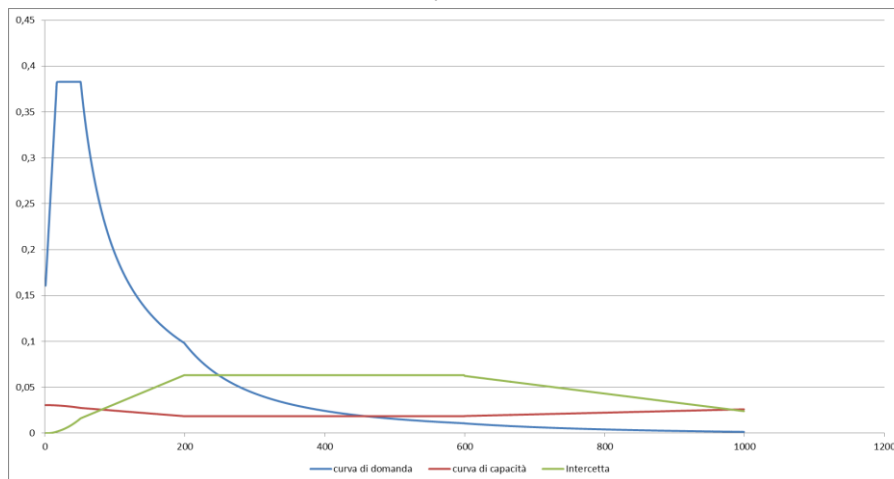


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.9: PARETE 3 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto B

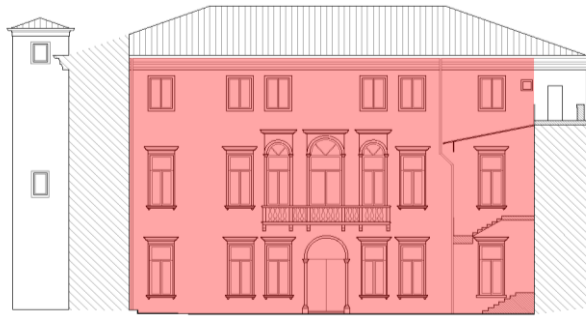


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,44	b_1 [KN]	0,44	N	3
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	20,196	P_2 [KN]	43,2432	P_1 [KN]	36,828	H_{tot} [m]	13,98
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908	N_1 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,29333	d_1 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	1,08	2,5	4,45	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,026
Massa partecipante:	$M^* =$	125,7623/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,801
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,027 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1954 m	$a^*/FC =$	0,028194
$d_0^* =$	0,244 m	$\theta =$	1,4324°

$d_u^* =$	0,0976 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,0976 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

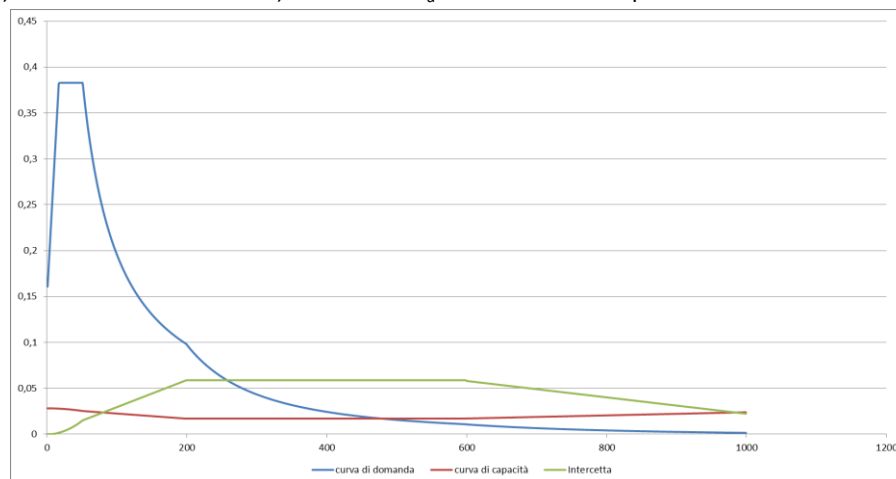


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.9: PARETE 3 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto D



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,45	b_1 [KN]	0,45	N	3
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	18,36	P_2 [KN]	44,226	P_1 [KN]	37,665	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408	N_1 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,3	d_1 [m]	0,3		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,26	1,18	2,84	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0306
Massa partecipante:	$M^* =$	115,8884/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,7811
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,03266 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,2054 m	$a^*/FC =$	0,033819
$d_0^* =$	0,263 m	$\theta =$	1,7189°

$d_u^* =$	0,1052 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1052 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

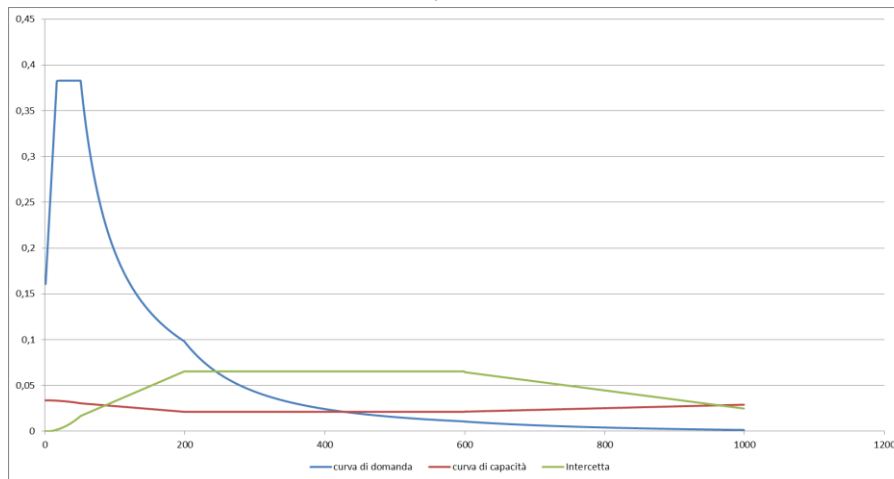


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.9: PARETE 3 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Corpo A - Prospetto T

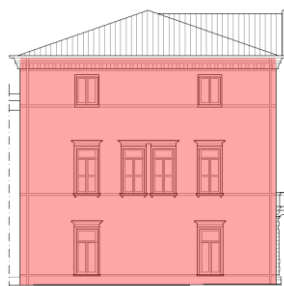


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,43	b_1 [KN]	0,43	N	3
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	18,684	P_2 [KN]	43,1118	P_1 [KN]	35,991	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408	N_1 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,286667	d_1 [m]	0,286667		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	1,96	1,24	2,75	2,75

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0286
Massa partecipante:	$M^* =$	111,9036/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,7825
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0304167 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,199 m	$a^*/FC =$	0,031524
$d_0^* =$	0,2543 m	$\theta =$	1,6234°

$d_u^* =$	0,1017 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1017 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

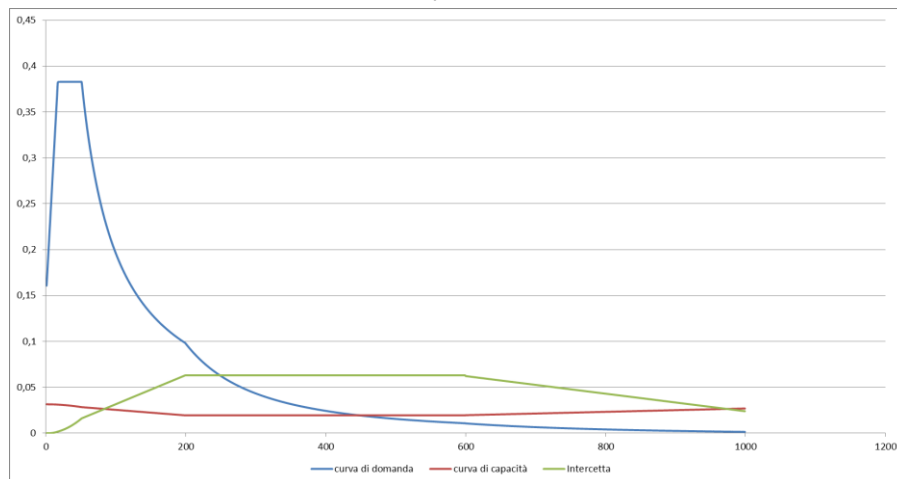


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.19: PARETE 4 PIANI SEMPLICEMENTE APOGGIATA

Corpo A - Prospetto D torre

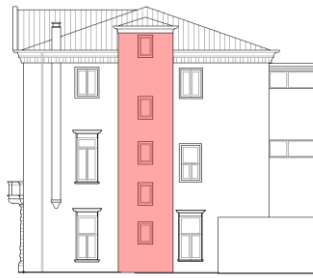


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_4 [KN]	0,29	b_3 [KN]	0,31	b_2 [KN]	0,31	b_1 [KN]	0,31
h_4 [m]	2,2	h_3 [m]	2,94	h_2 [m]	5,41	h_1 [m]	4,86
P_4 [KN]	11,484	P_3 [KN]	16,4052	P_2 [KN]	30,1878	P_1 [KN]	27,1188
N_4 [KN]	3,531041	N_3 [KN]	0,79008	N_2 [KN]	7	N_1 [KN]	7
d_4 [m]	0,19333	d_3 [m]	0,20667	d_2 [m]	0,20667	d_1 [m]	0,20667
N	4	Z [m]	0	H_{tot} [m]	15,41		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{KES} + 0,0Q_{Kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	2	2	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	0,923	0,923	0,993	1,356

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0182
Massa partecipante:	$M^* =$	83,6296/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,7801
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0194167 g

STATO LIMITE DI DANNO 0,043

a_g	0,037
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SL 0,098

a_g	0,085
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1455 m	$a^*/FC =$	0,019423
$d_0^* =$	0,1863 m	$\theta =$	1,0313°

$d_u^* =$	0,0745 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,0745 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

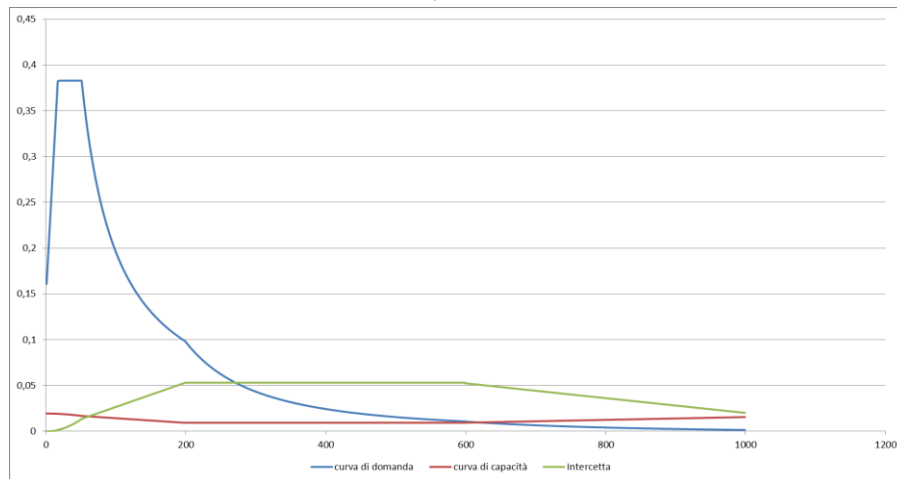


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto A.a

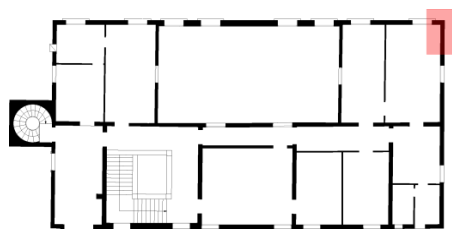
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_{cuneo} [KN]	1,998	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	20,5524	P_{cuneo} [KN]	62,2177	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,22	d_{cuneo} [m]	0,666		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	3,61	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,3009
Massa partecipante:	$M^* =$	104,1412/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9448
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,2654167 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1838
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,715 m	$a^*/FC =$	0,265393
$d_0^* =$	0,7567 m	$\theta =$	16,7113°

$d_u^* =$	0,3027 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0715 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,063 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0715 \text{ m} \leq 0,3027 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

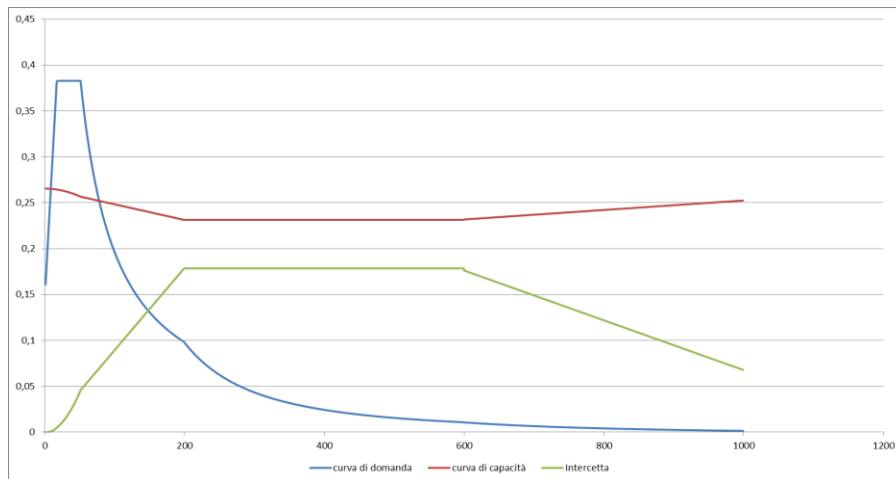


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto A.b

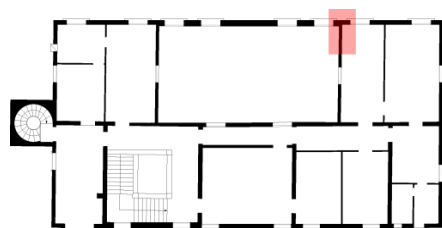
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_{cuneo} [KN]	1,998	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	20,5524	P_{cuneo} [KN]	62,2177	H_{tot} [m]	13,63
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,22	d_{cuneo} [m]	0,666		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	0	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,3038
Massa partecipante:	$M^* =$	91,7262/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9559
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,2648333 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1575
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1845
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,6771 m	$a^*/FC =$	0,264838
$d_0^* =$	0,7083 m	$\theta =$	16,8068°

$d_u^* =$	0,2833 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0696 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0616 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0696 \text{ m} \leq 0,2833 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

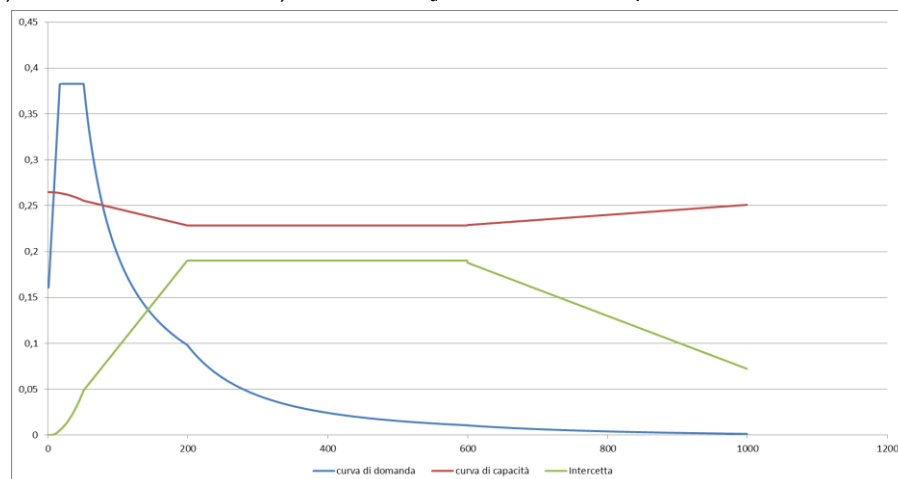


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto A.c

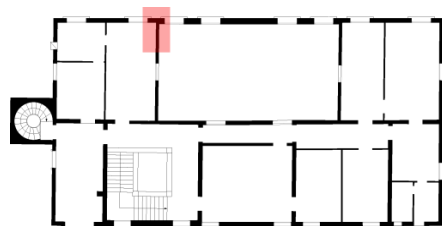
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_{cuneo} [KN]	1,87	N	1
h_3 [m]	3,4	h_{cuneo} [m]	3,4	Z [m]	10,11
P_3 [KN]	20,196	P_{cuneo} [KN]	57,222	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,22	d_{cuneo} [m]	0,6233		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	0	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,291
Massa partecipante:	$M^* =$	86,4232/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9539
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,25425 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1572
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1841
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,6408 m	$a^*/FC =$	0,254227
$d_0^* =$	0,6718 m	$\theta =$	16,1383°

$d_u^* =$	0,2687 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0691 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0607 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0691 \text{ m} \leq 0,2687 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

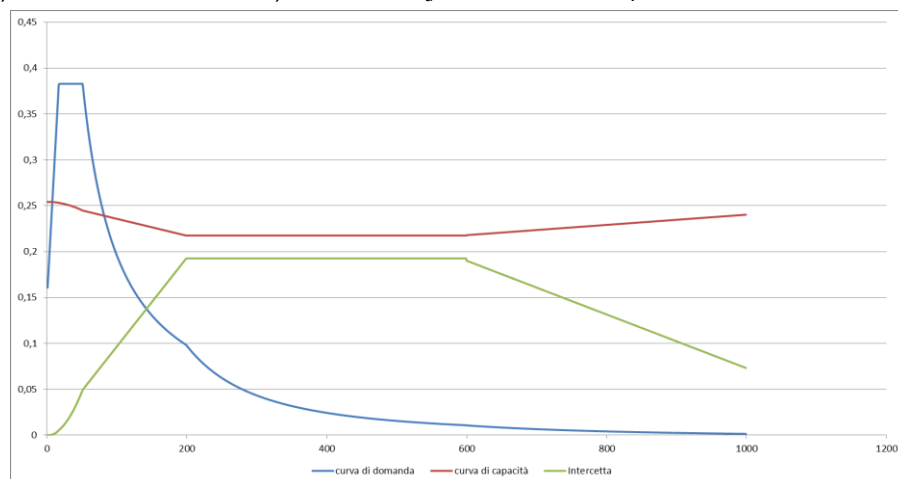


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto A.d

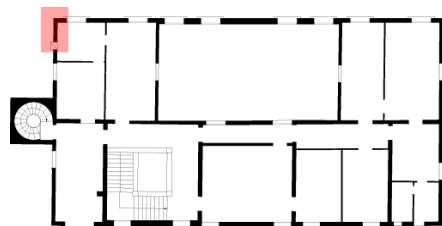
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_{cuneo} [KN]	1,42	N	1
h_3 [m]	3,4	h_{cuneo} [m]	3,4	Z [m]	10,11
P_3 [KN]	20,196	P_{cuneo} [KN]	43,452	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,22	d_{cuneo} [m]	0,4733		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,61	2,237	3,61

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,2323
Massa partecipante:	$M^* =$	80,4585 g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9391
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,206083 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1572
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1841
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,5449 m	$a^*/FC =$	0,206132
$d_0^* =$	0,5802 m	$\theta =$	12,9871°

$d_u^* =$	0,2321 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0711 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0621 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0711 \text{ m} \leq 0,2321 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

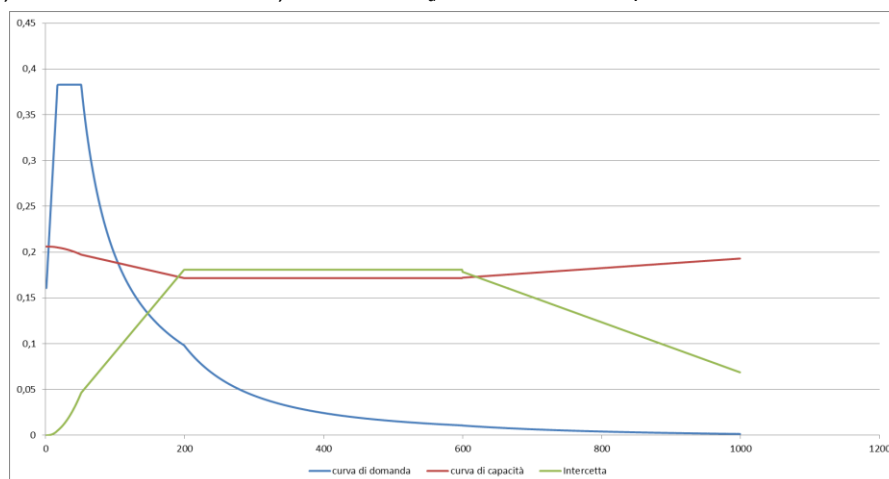


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto B.a

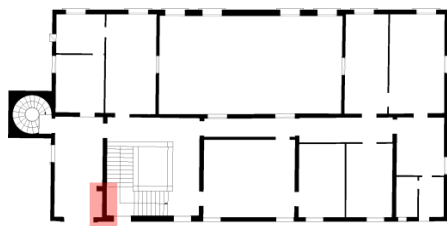
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_{cuneo} [KN]	2,89	N	1
h_3 [m]	3,4	h_{cuneo} [m]	3,4	Z [m]	10,28
P_3 [KN]	18,36	P_{cuneo} [KN]	88,434	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,2	d_{cuneo} [m]	0,9633		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,45	0	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,4103
Massa partecipante:	$M^* =$	118,4013/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9622
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,35533 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1598
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1872
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,8829 m	$a^*/FC =$	0,355331
$d_0^* =$	0,9176 m	$\theta =$	22,2499°

$d_u^* =$	0,367 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,068 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0613 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,068 \text{ m} \leq 0,367 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

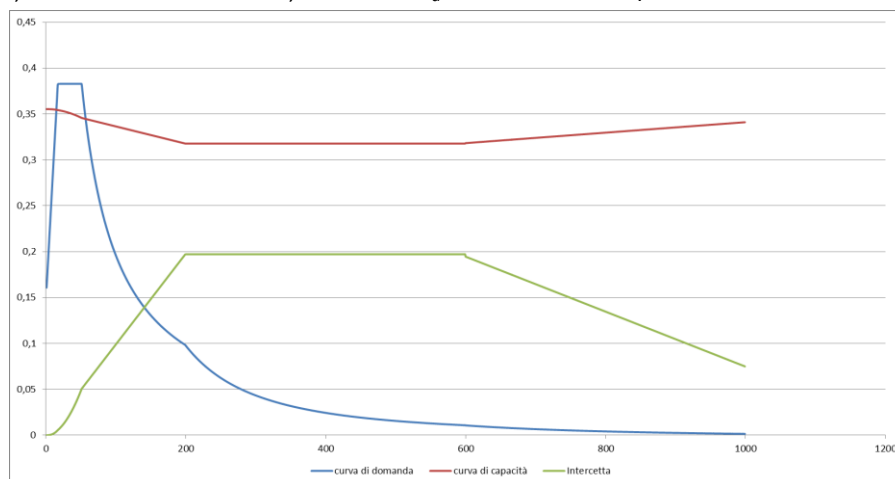


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto B.b

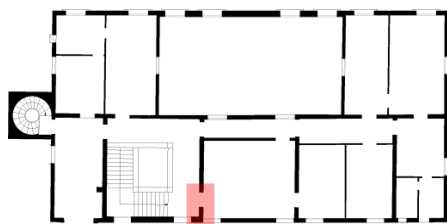
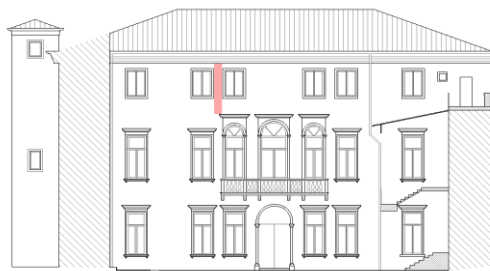
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,43	b_{cuneo} [KN]	0,68	N	1
h_3 [m]	3,7	h_{cuneo} [m]	3,7	Z [m]	10,28
P_3 [KN]	28,638	P_{cuneo} [KN]	22,644	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,28667	d_{cuneo} [m]	0,22667		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,45	0	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,152
Massa partecipante:	$M^* =$	62,2991/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9225
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,13733 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1598
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1872
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,3739 m	$a^*/FC =$	0,137312
$d_0^* =$	0,4053 m	$\theta =$	8,5944°

$d_u^* =$	0,1621 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,073 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0641 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,073 \text{ m} \leq 0,1621 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

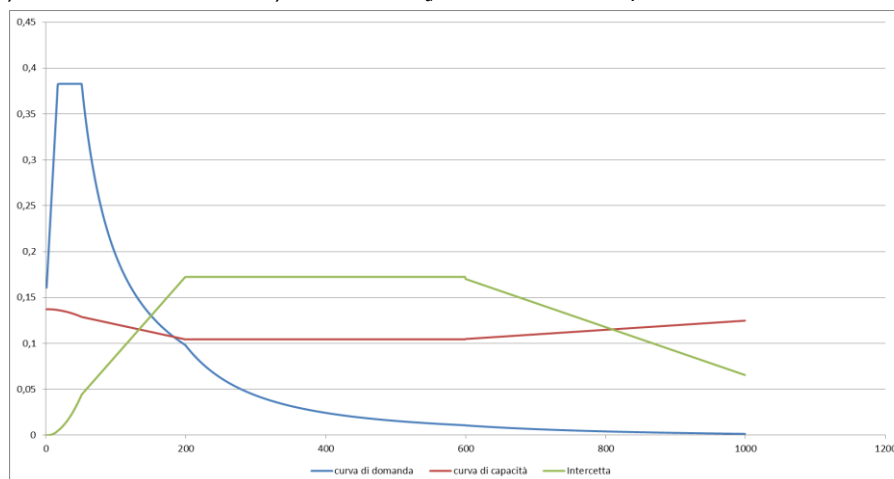


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto B.c

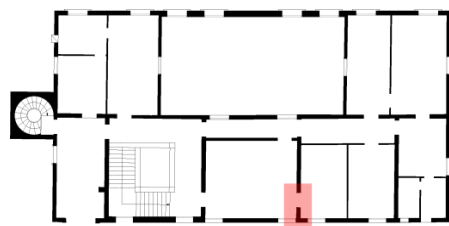
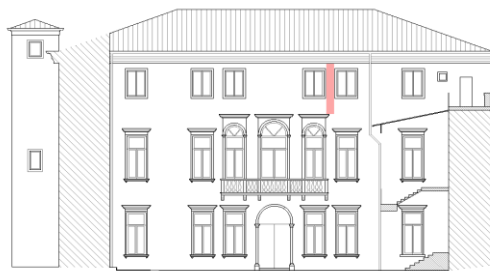
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,43	b_{cuneo} [KN]	0,79	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	26,7804	P_{cuneo} [KN]	24,6006	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,28667	d_{cuneo} [m]	0,26333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{Kes} + 0,0Q_{Kn}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,45	0	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,1725
Massa partecipante:	$M^* =$	62,5707/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9251
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,155333 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1838
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,3985 m	$a^*/FC =$	0,155382
$d_0^* =$	0,4308 m	$\theta =$	9,7403°

$d_u^* =$	0,1723 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0706 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0624 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0706 \text{ m} \leq 0,1723 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

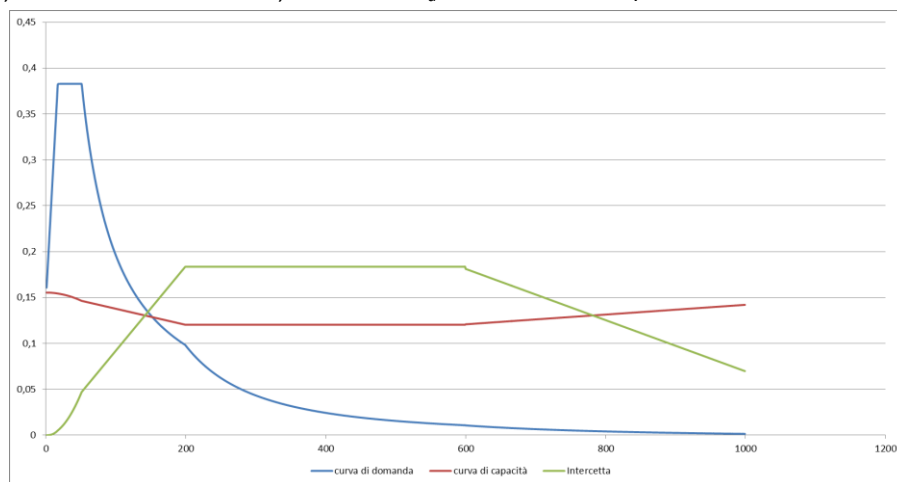


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto B.d

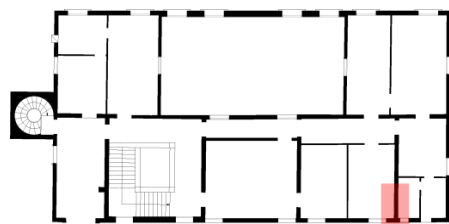
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_{cuneo} [KN]	2	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	18,684	P_{cuneo} [KN]	62,28	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,2	d_{cuneo} [m]	0,6667		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,45	0	4,45

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,2853
Massa partecipante:	$M^* =$	92,6756/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9533
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,2494166 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1838
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,6525 m	$a^*/FC =$	0,249399
$d_0^* =$	0,6844 m	$\theta =$	15,8518°

$d_u^* =$	0,2738 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0706 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0622 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0706 \text{ m} \leq 0,2738 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

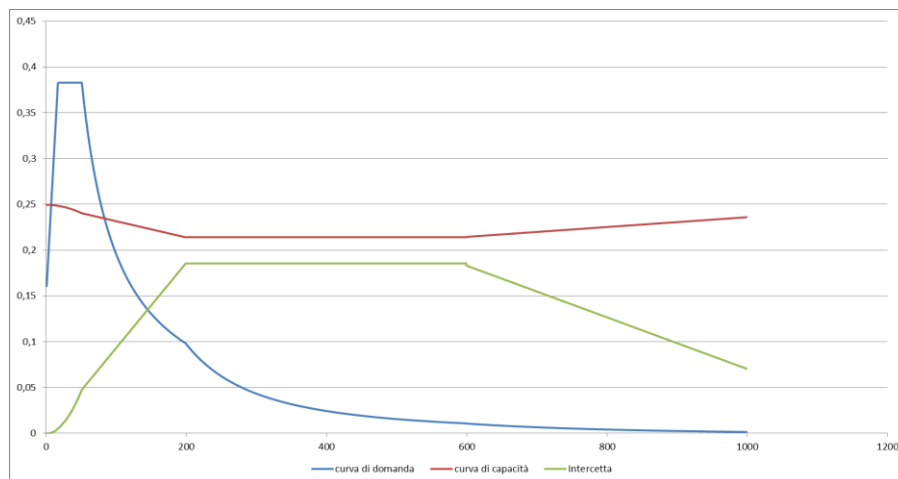


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto D.a

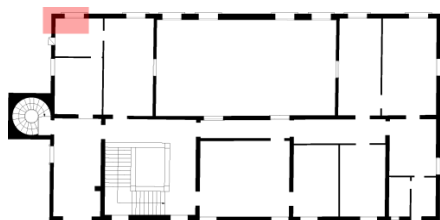
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,28	b_{cuneo} [KN]	0,67	N	1
h_3 [m]	3,4	h_{cuneo} [m]	3,4	Z [m]	10,11
P_3 [KN]	17,136	P_{cuneo} [KN]	20,502	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,18667	d_{cuneo} [m]	0,22333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,84	1,083	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,134
Massa partecipante:	$M^* =$	48,5148/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9278
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1204167 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1572
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1841
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,3149 m	$a^*/FC =$	0,120358
$d_0^* =$	0,3394 m	$\theta =$	7,5439°

$d_u^* =$	0,1358 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0715 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0621 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0715 \text{ m} \leq 0,1358 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

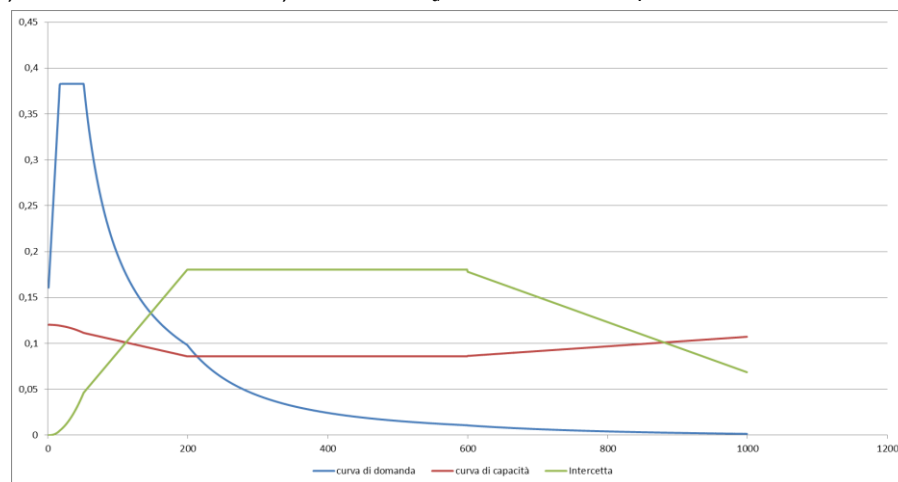


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto D.b

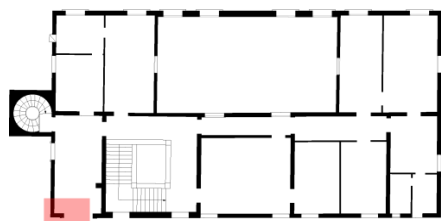
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,27	b_{cuneo} [KN]	0,7	N	1
h_3 [m]	3,4	h_{cuneo} [m]	3,4	Z [m]	10,11
P_3 [KN]	16,524	P_{cuneo} [KN]	21,42	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,18	d_{cuneo} [m]	0,2333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,84	1,1113	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,1347
Massa partecipante:	$M^* =$	48,9795/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9293
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,120833 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1572
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1841
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,3199 m	$a^*/FC =$	0,120796
$d_0^* =$	0,3443 m	$\theta =$	7,6394°

$d_u^* =$	0,1377 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0715 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0623 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0715 \text{ m} \leq 0,1377 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

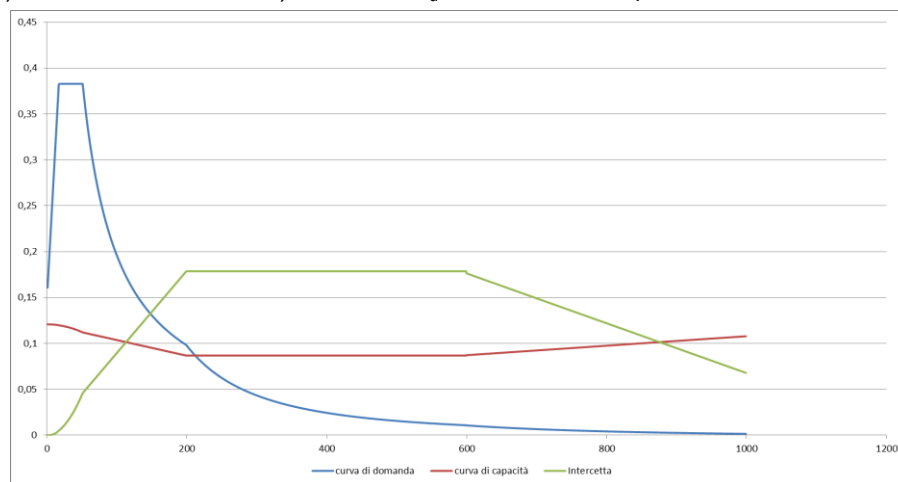


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto T.a

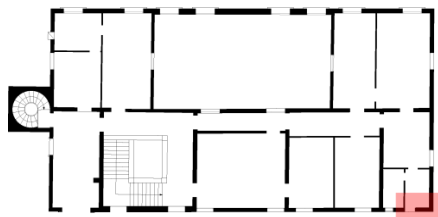
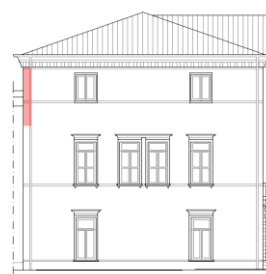
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_{cuneo} [KN]	1,03	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	18,684	P_{cuneo} [KN]	32,0742	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,18	d_{cuneo} [m]	0,34333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,75	1,7274	2,75

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,1812
Massa partecipante:	$M^* =$	63,2831/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9357
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,16133 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1838
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,432 m	$a^*/FC =$	0,16137
$d_0^* =$	0,4616 m	$\theta =$	10,2178°

$d_u^* =$	0,1846 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,072 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0631 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,072 \text{ m} \leq 0,1846 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

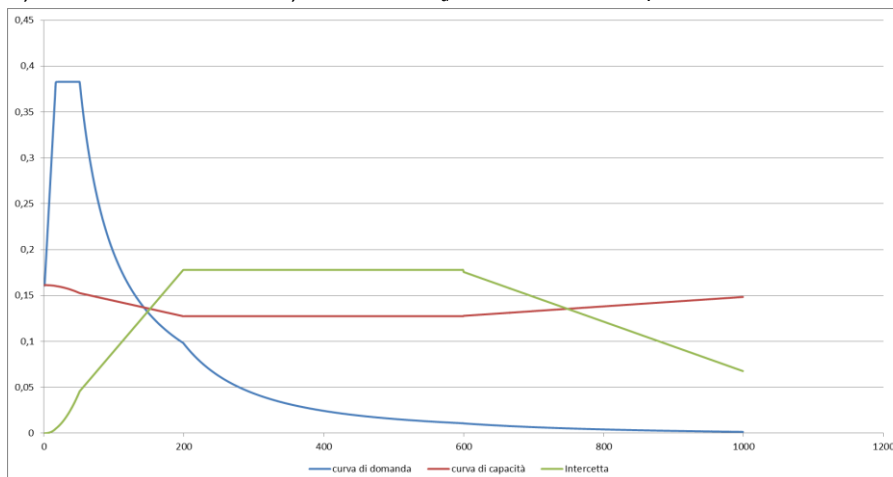


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto T.b

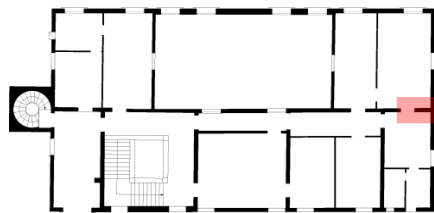
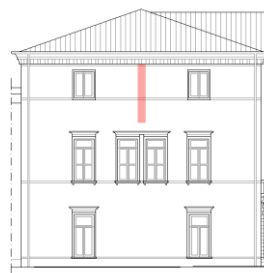
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_{cuneo} [KN]	1,18	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	18,684	P_{cuneo} [KN]	36,7452	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,2	d_{cuneo} [m]	0,39333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,75	0	2,75

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,1995
Massa partecipante:	$M^* =$	62,0267/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9474
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1755 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1838
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,4531 m	$a^*/FC =$	0,175487
$d_0^* =$	0,4783 m	$\theta =$	11,2682°

$d_u^* =$	0,1913 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0701 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,062 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0701 \text{ m} \leq 0,1913 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

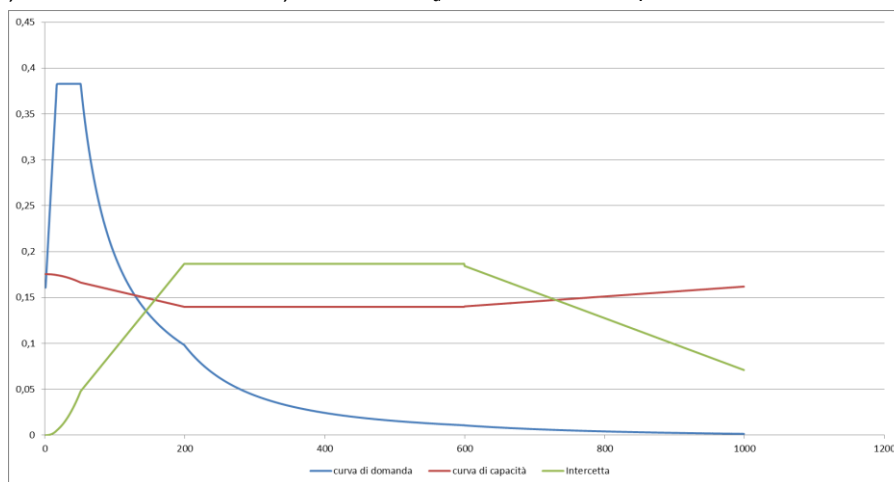


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.4: PARETE 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Corpo A - Prospetto T.c

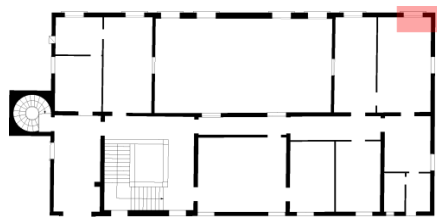
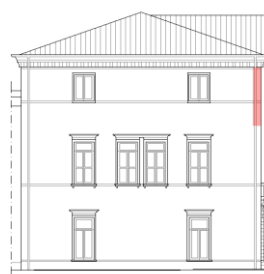
Figura 1: Pianta Secondo Piano
Palazzo Cavalli

Figura 2: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C (*depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ (*Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$*)

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattori parziali di confidenza: $F_c = 1,2$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_{cuneo} [KN]	0,61	N	1
h_3 [m]	3,46	h_{cuneo} [m]	3,46	Z [m]	10,22
P_3 [KN]	18,684	P_{cuneo} [KN]	18,9954	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_{cuneo} [KN]	3,652271		
d_3 [m]	0,2	d_{cuneo} [m]	0,20333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Terzo piano parete	Terzo piano cuneo	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,75	1,0223	2,75

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,1314
Massa partecipante:	$M^* =$	47,8892/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,9252
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,11833 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1569
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1838
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,3127 m	$a^*/FC =$	0,118359
$d_0^* =$	0,338 m	$\theta =$	7,4485°

$d_u^* =$	0,1352 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0715 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,063 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0715 \text{ m} \leq 0,1352 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

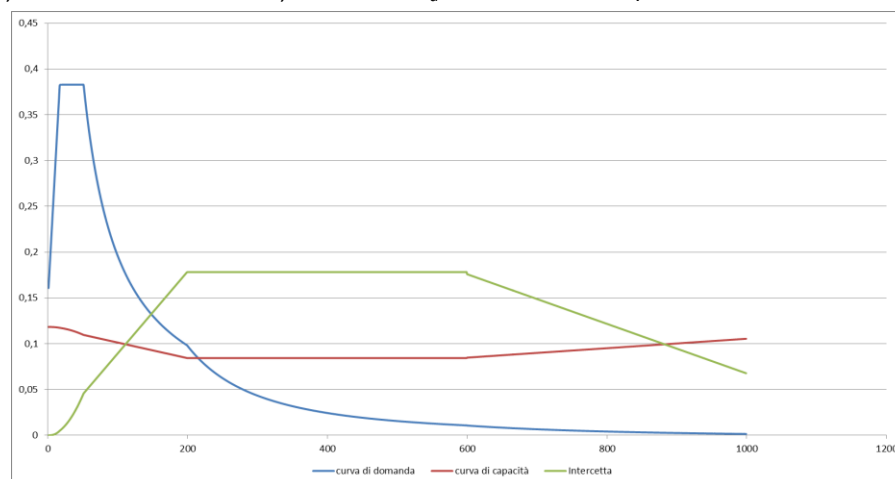


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.13: PARETE 2 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto A.1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,47	N	2
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	Z [m]	4,65
P_3 [KN]	20,5524	P_2 [KN]	47,1222	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,31333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	3,27	3,61	3,61
----------------------------------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo**SLD E SLU CON ANALISI LINEARE**

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0561	0,0731	0,1072	0,1413
Massa partecipante:	$M^* =$	117,3495/g	117,3495/g	117,3495/g	117,3495/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,04675 g	0,0609166 g	0,089333 g	0,11775 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0714	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0714	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0836	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0836	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3308 m	$a^*/FC =$	0,04675
$d_0^* =$	0,3298 m	$\theta =$	4,2017°

$d_u^* =$	0,1319 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0404 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1319 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

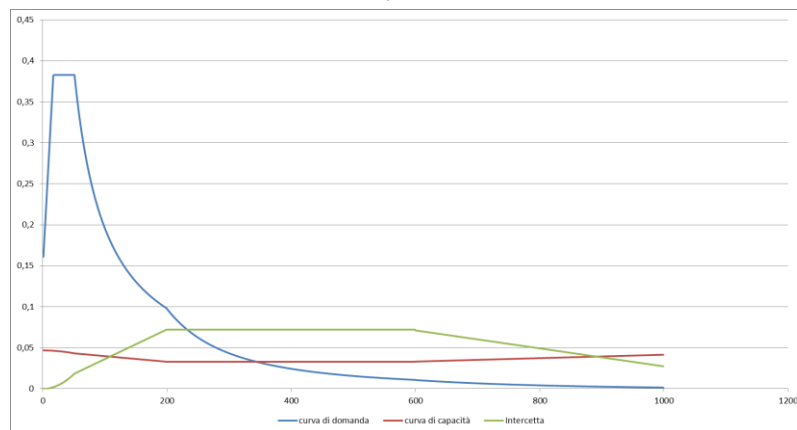


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,4358 m	$a^*/FC =$	0,060917
$d_0^* =$	0,4345 m	$\theta =$	5,5386°

$d_u^* =$	0,1738 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

$\Delta_d = 0,0407$ m Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq $0,1738$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

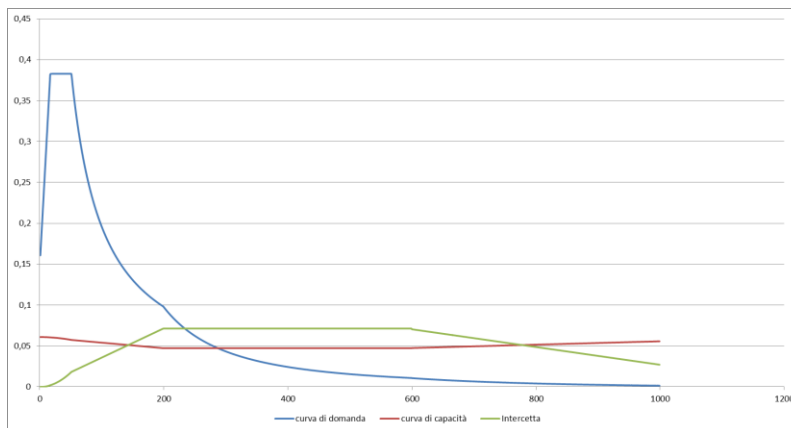


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4$ kN/m):

$d_{k0} = 0,6375$ m	$a^*/FC = 0,089333$
$d_0^* = 0,6356$ m	$\theta = 8,1169^\circ$

$d_u^* = 0,2542$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0406$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq $0,2542$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

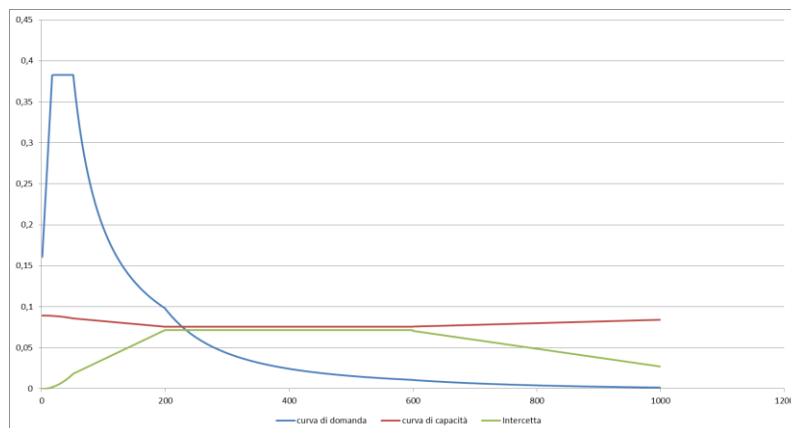


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} = 0,8379$ m	$a^*/FC = 0,11775$
$d_0^* = 0,8354$ m	$\theta = 10,6952^\circ$

$d_u^* = 0,3342$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0406$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq $0,3342$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

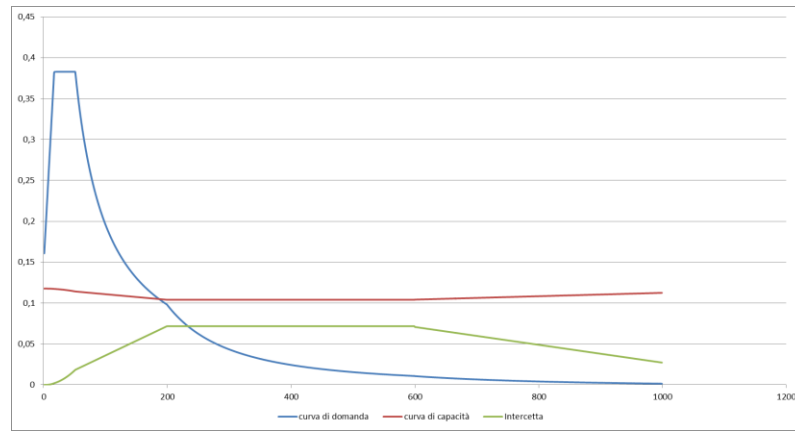


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.13: PARETE 2 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corso A - Prosnetto A 2



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,2$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,44	b_2 [KN]	0,44	N	2
h_3 [m]	9,19	h_2 [m]	4,8	Z [m]	0
P_3 [KN]	72,7848	P_2 [KN]	38,016	H_{tot} [m]	13,99
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,29333	d_2 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	2,115	3,61	3,61
----------------------------------	-------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo**SLD E SLU CON ANALISI LINEARE**

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0371	0,0507	0,0778	0,1049
Massa partecipante:	$M^* =$	147,5869/g	147,5869/g	147,5869/g	147,5869/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0309166 g	0,04225 g	0,0648333 g	0,0874166 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	
VERIFICATO	NO	con p_1, p_2
VERIFICATO	SI	con p_3, p_4

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	
VERIFICATO	NO	con p_1, p_2, p_3
VERIFICATO	SI	con p_4

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,338 m	$a^*/FC =$	0,030917
$d_0^* =$	0,3389 m	$\theta =$	2,7693°

$d_u^* =$	0,1356 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1356 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

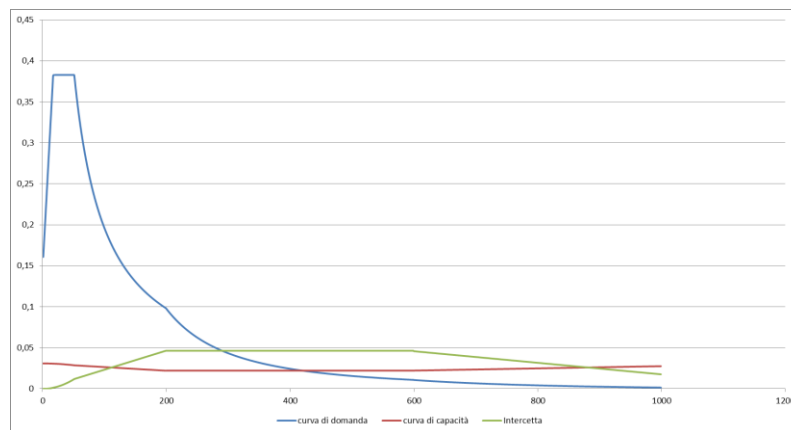


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,466 m	$a^*/FC =$	0,04225
$d_0^* =$	0,4673 m	$\theta =$	3,8197°

$d_u^* =$	0,1869 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1869 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

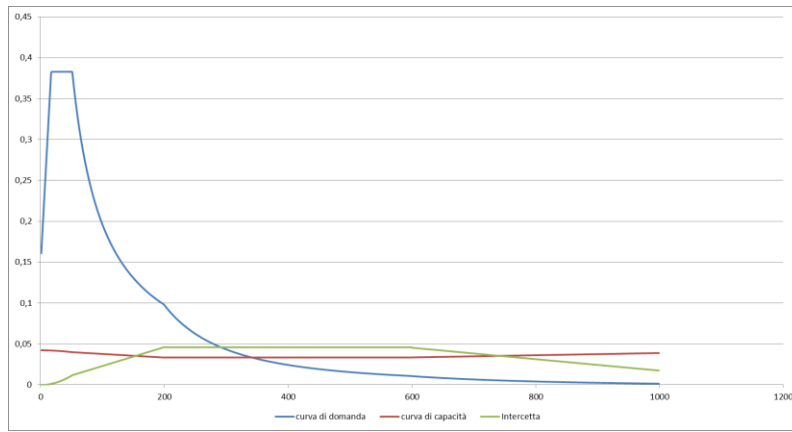


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,7215 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,064833$
$d_0^* = 0,7236 \text{ m}$	$\theta = 5,9206^\circ$

$d_u^* = 0,2894 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,2894 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

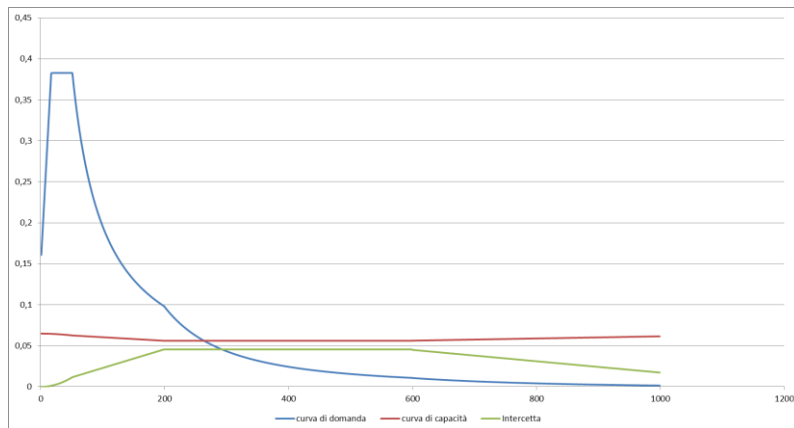


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,9646 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,087417$
$d_0^* = 0,9673 \text{ m}$	$\theta = 7,9259^\circ$

$d_u^* = 0,3869 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3869 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

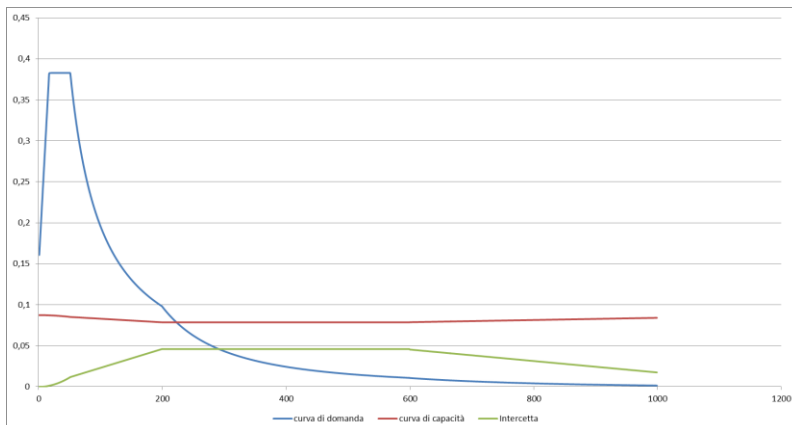


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.13: PARETE 2 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto A.3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,2$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,44	N	2
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	Z [m]	4,65
P_3 [KN]	20,196	P_2 [KN]	43,2432	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	3,27	3,61	3,61
----------------------------------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo**SLD E SLU CON ANALISI LINEARE**

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0549	0,0726	0,108	0,1433
Massa partecipante:	$M^* =$	113,1141/g	113,1141/g	113,1141/g	113,1141/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,04575 g	0,0605 g	0,09 g	0,1194167 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0723	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0723	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0847	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0847	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3172 m	$a^*/FC =$	0,04575
$d_0^* =$	0,3169 m	$\theta =$	4,1062°
$d_u^* =$	0,1268 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0403 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1268 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

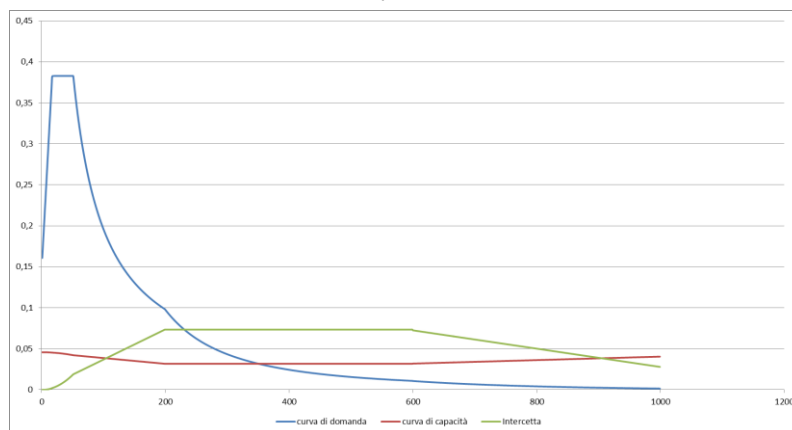


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,4276 m	$a^*/FC =$	0,0605
$d_0^* =$	0,4271 m	$\theta =$	5,5386°
$d_u^* =$	0,1709 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

$\Delta_d = 0,0406 \text{ m}$ Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1709 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

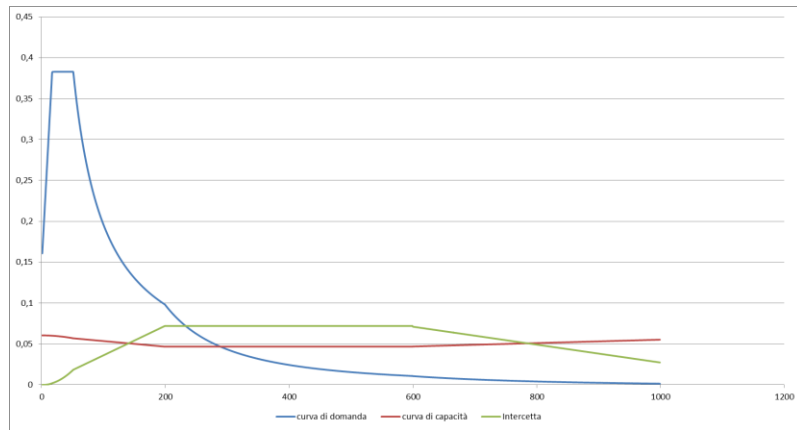


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,6328 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,09$
$d_0^* = 0,6322 \text{ m}$	$\theta = 8,2124^\circ$

$d_u^* = 0,2529 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0405 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,2529 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

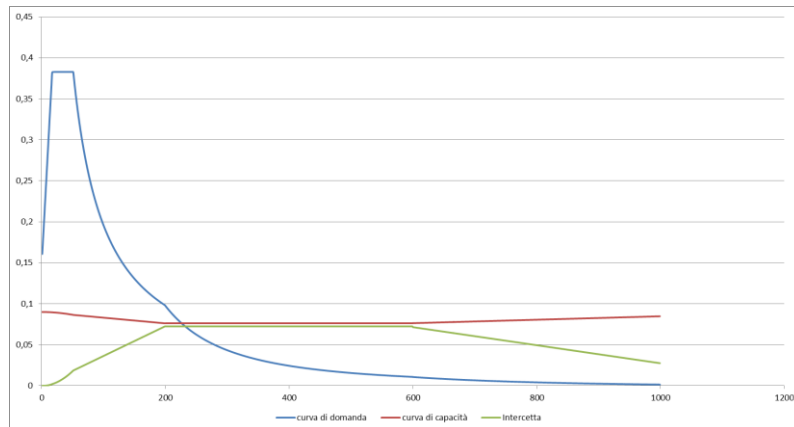


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,8294 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,119417$
$d_0^* = 0,8286 \text{ m}$	$\theta = 10,7907^\circ$

$d_u^* = 0,3314 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0403 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3314 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

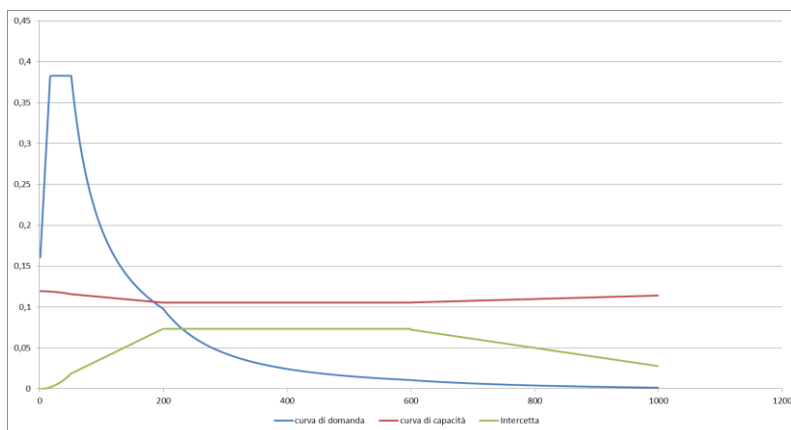


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.13: PARETE 2 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto B

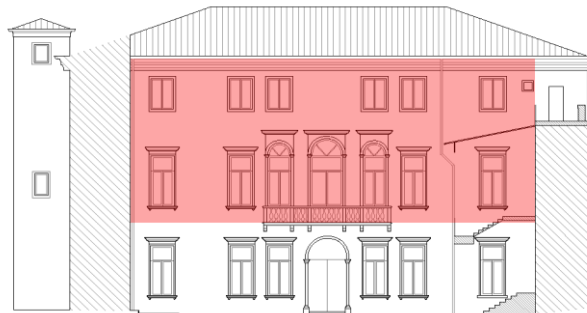


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,2$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,44	N	2
h_3 [m]	3,7	h_2 [m]	5,5	Z [m]	4,78
P_3 [KN]	19,98	P_2 [KN]	43,56	H_{tot} [m]	13,98
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	2,5	4,45	4,45
----------------------------------	-----	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti
 $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0545	0,0732	0,1104	0,1477
Massa partecipante:	$M^* =$	107,2778/g	107,2778/g	107,2778/g	107,2778/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0454166 g	0,061 g	0,091999 g	0,1230833 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0718	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0718	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0841	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0841	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3294 m	$a^*/FC =$	0,045417
$d_0^* =$	0,3285 m	$\theta =$	4,1062°
$d_u^* =$	0,1314 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,042 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m $\leq 0,1314$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

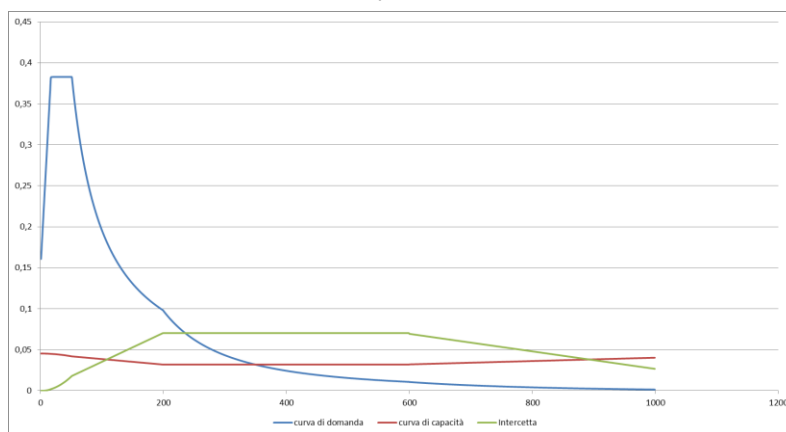


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,444 m	$a^*/FC =$	0,061
$d_0^* =$	0,4428 m	$\theta =$	5,5386°
$d_u^* =$	0,1771 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

$\Delta_d = 0,042 \text{ m}$ Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1771 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

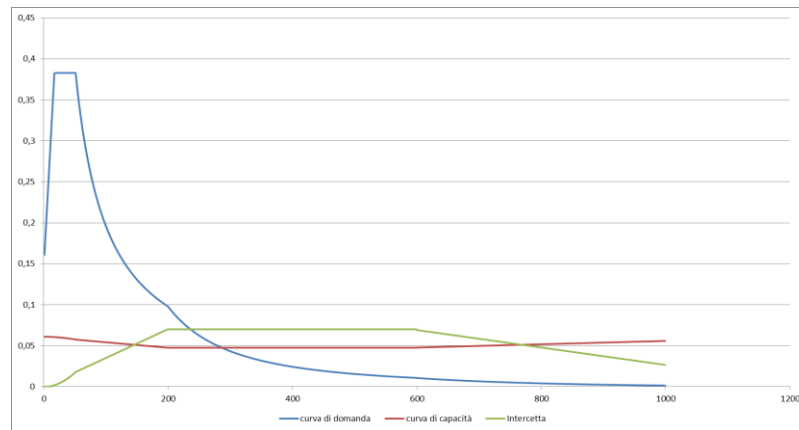


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,6723 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,092$
$d_0^* = 0,6705 \text{ m}$	$\theta = 8,4034^\circ$

$d_u^* = 0,2682 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,08969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0421 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,08969 \text{ m} \leq 0,2682 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

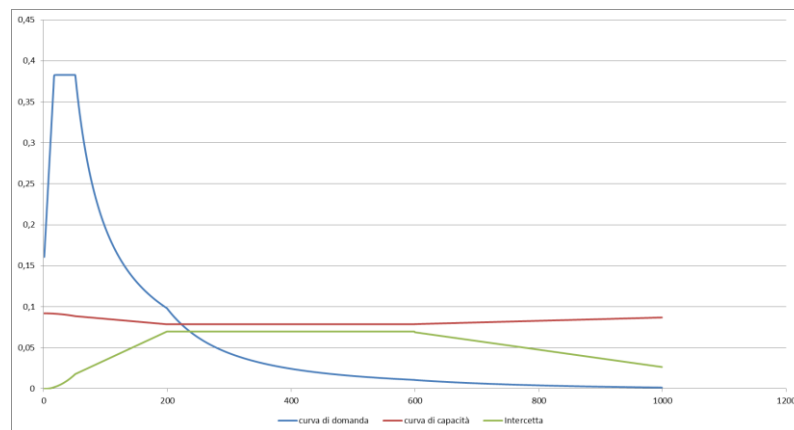


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,8913 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,123083$
$d_0^* = 0,889 \text{ m}$	$\theta = 11,1727^\circ$

$d_u^* = 0,3556 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0419 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3556 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

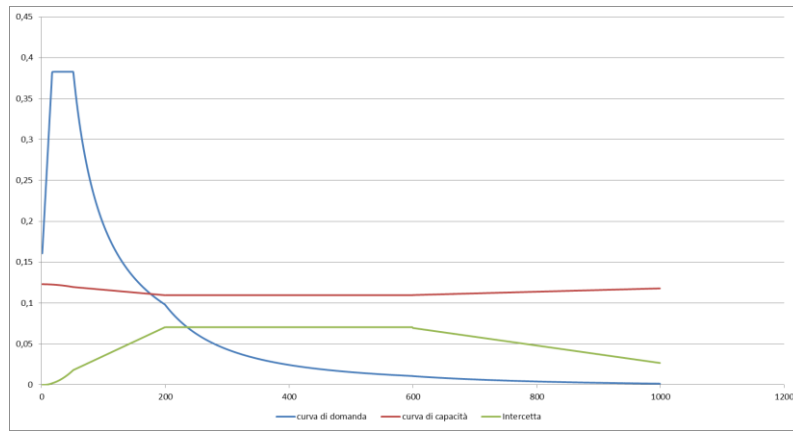


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.13: PARETE 2 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto D

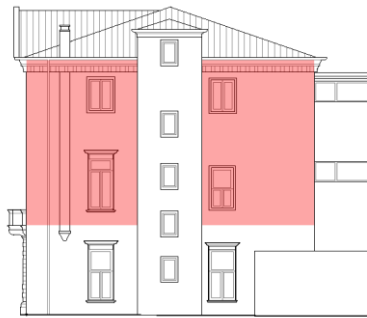


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,2$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,45	N	2
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	Z [m]	4,65
P_3 [KN]	18,36	P_2 [KN]	44,226	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,3		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	1,18	2,84	2,84
----------------------------------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri

$p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti

$p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media

$p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0614	0,0846	0,1312	0,1777
Massa partecipante:	$M^* =$	85,9315/g	85,9315/g	85,9315/g	85,9315/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,051166 g	0,0705 g	0,109333 g	0,1480833 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0723	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0723	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0847	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0847	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3614 m	$a^*/FC =$	0,051167
$d_0^* =$	0,3617 m	$\theta =$	4,6792°
$d_u^* =$	0,1447 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0406 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1447 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

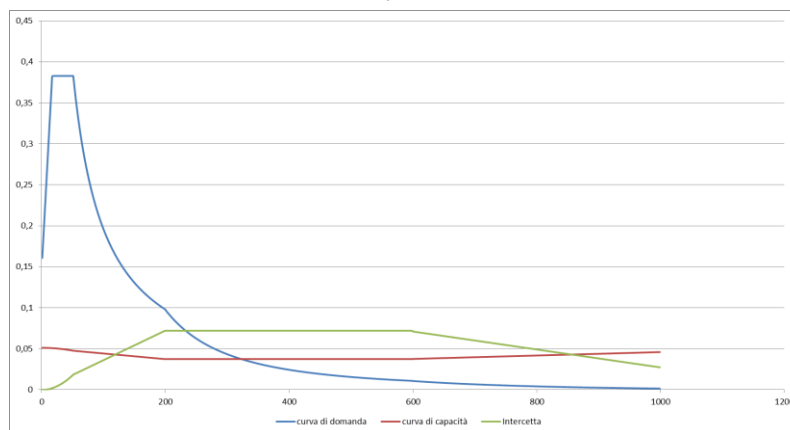


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,4937 m	$a^*/FC =$	0,0705
$d_0^* =$	0,494 m	$\theta =$	6,398°
$d_u^* =$	0,1976 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

$\Delta_d = 0,0404$ m Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m $\leq 0,1976$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

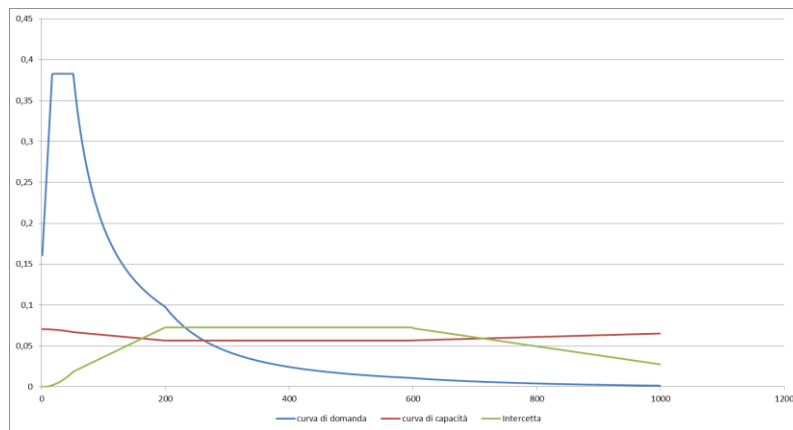


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4$ kN/m):

$d_{k0} = 0,764$ m	$a^*/FC = 0,109333$
$d_0^* = 0,7646$ m	$\theta = 9,9313^\circ$

$d_u^* = 0,3059$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0404$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m $\leq 0,3059$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

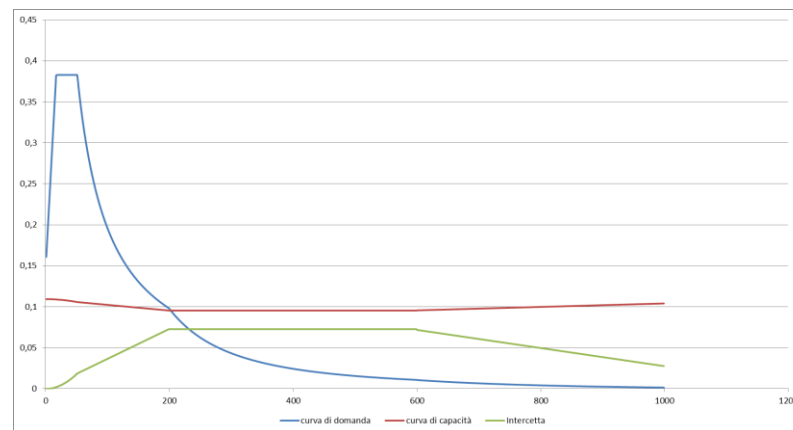


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} = 1,0243$ m	$a^*/FC = 0,148083$
$d_0^* = 1,0251$ m	$\theta = 13,369^\circ$

$d_u^* = 0,4101$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0403$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m $\leq 0,4101$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

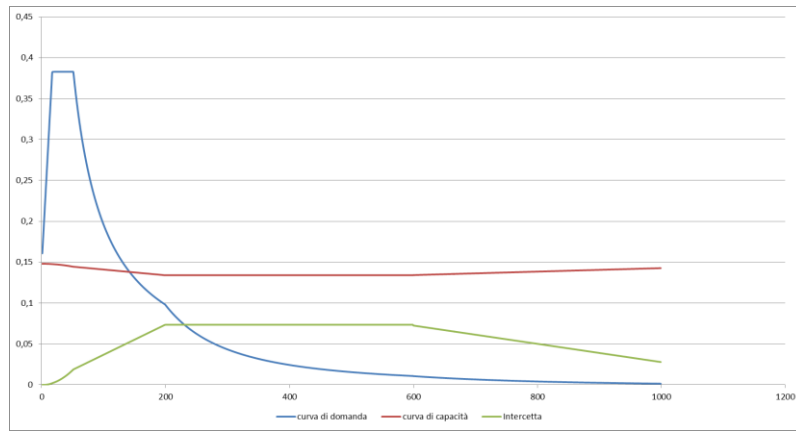


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.13: PARETE 2 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto T

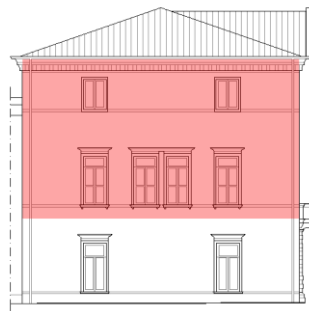


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,2$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,43	N	2
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	Z [m]	4,65
P_3 [KN]	18,684	P_2 [KN]	43,1118	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,28667		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.1)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	1,24	2,75	2,75
----------------------------------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti
 $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0591	0,0825	0,1293	0,1761
Massa partecipante:	$M^* =$	85,4722/g	85,4722/g	85,4722/g	85,4722/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,04925 g	0,06875 g	0,10775 g	0,14675 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0714	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0714	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,0836	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0836	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3633 m	$a^*/FC =$	0,04925
$d_0^* =$	0,3514 m	$\theta =$	4,4882°
$d_u^* =$	0,1405 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0407 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1405 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

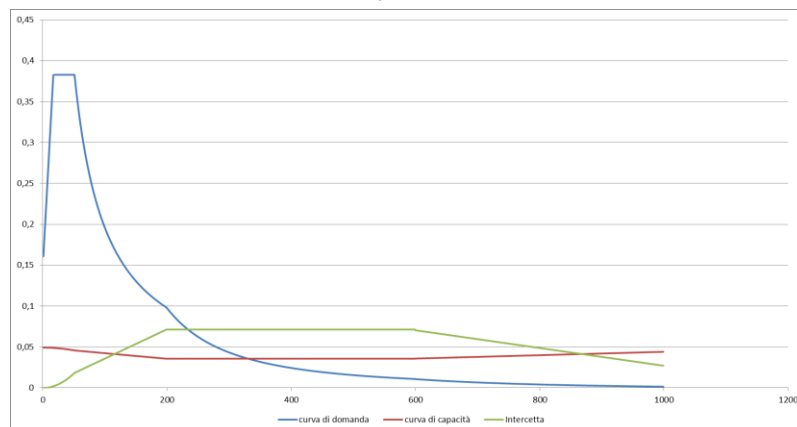


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,4882 m	$a^*/FC =$	0,06875
$d_0^* =$	0,4855 m	$\theta =$	6,207°
$d_u^* =$	0,1942 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	

Allegati

Meccanismi locali di collasso - c-Sisma

$\Delta_d = 0,0405$ m Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq $0,1942$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

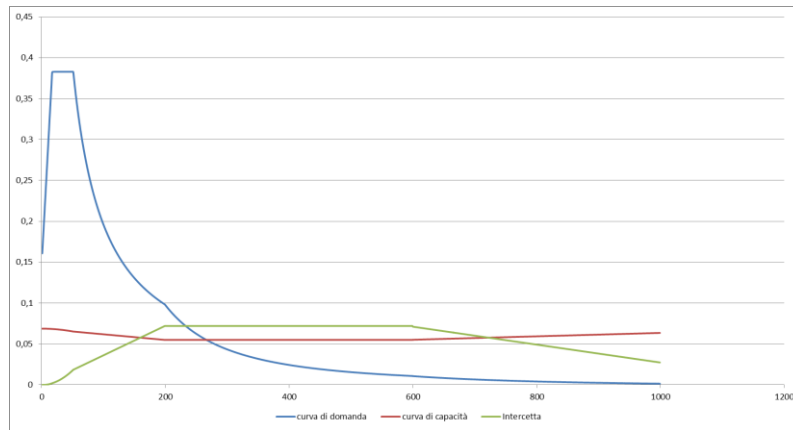


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4$ kN/m):

$d_{k0} = 0,7639$ m	$a^*/FC = 0,10775$
$d_0^* = 0,7596$ m	$\theta = 9,7403^\circ$

$d_u^* = 0,3039$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0405$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq $0,3039$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

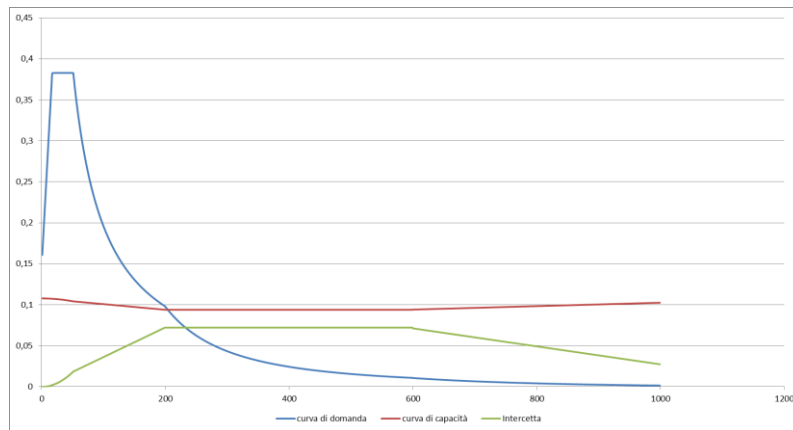


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} = 1,0366$ m	$a^*/FC = 0,14675$
$d_0^* = 1,0309$ m	$a^*/FC = 13,2735^\circ$

$d_u^* = 0,4124$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0404$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq $0,4124$ m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

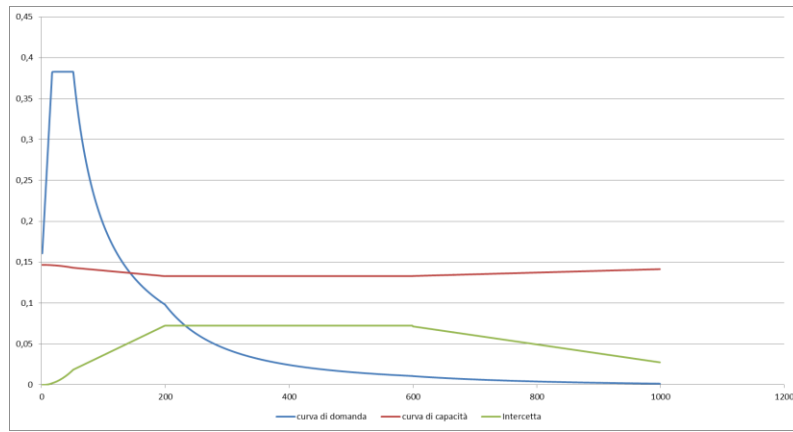


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.11: PARETE 3 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto A.1



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,47	b_1 [KN]	0,47	N	3
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	20,5524	P_2 [KN]	47,1222	P_1 [KN]	39,339	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908	N_1 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,31333	d_1 [m]	0,31333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	2,115	3,27	3,61	3,61
----------------------------------	-------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1 \text{ kN/m}$ Solai leggeri $p_3 = 4 \text{ kN/m}$ Solai pesanti $p_2 = 2 \text{ kN/m}$ Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6 \text{ kN/m}$ Solai con cordolo**SLD E SLU CON ANALISI LINEARE**

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0424	0,059	0,0923	0,1256
Massa partecipante:	$M^* =$	180,2899/g	180,2899/g	180,2899/g	180,2899/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,035333 g	0,049166 g	0,0769166 g	0,104667 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} =$	0,376 m	$a^*/FC =$	0,035333
$d_0^* =$	0,376 m	$\theta =$	3,1513°

$d_u^* =$	0,1504 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1504 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

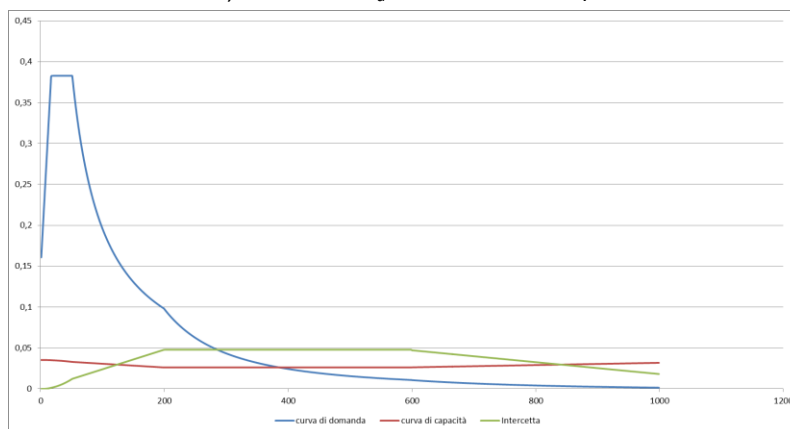


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} =$	0,5353 m	$a^*/FC =$	0,049167
$d_0^* =$	0,5353 m	$\theta =$	4,4882°

$d_u^* =$	0,2141 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,2141 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

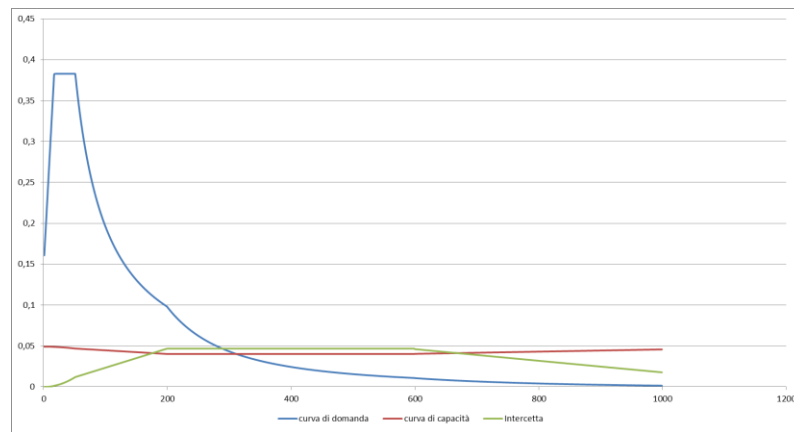


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,8301 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,076917$
$d_0^* = 0,8301 \text{ m}$	$\theta = 6,971^\circ$

$d_u^* = 0,3321 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3321 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

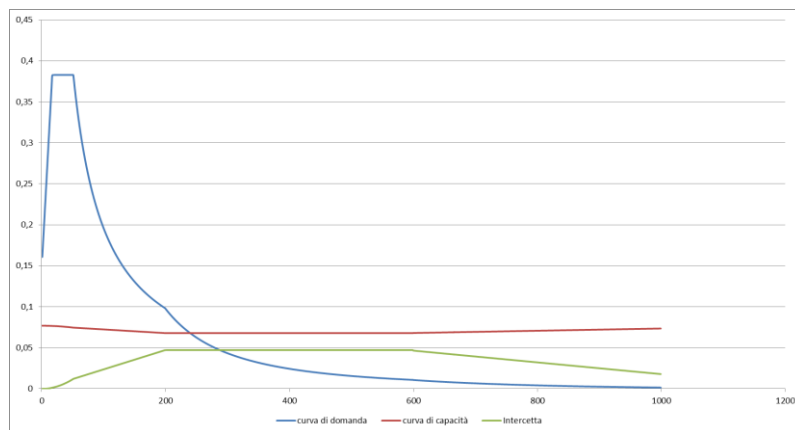


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 1,1235 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,104667$
$d_0^* = 1,1235 \text{ m}$	$\theta = 9,4538^\circ$

$d_u^* = 0,4494 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,4494 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

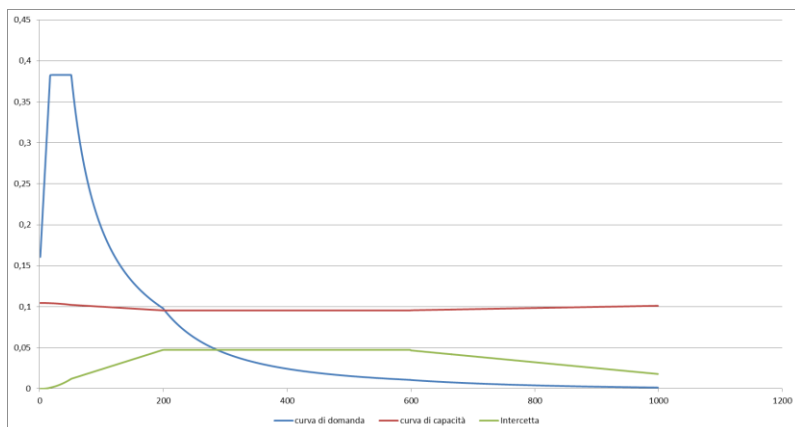


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.11: PARETE 3 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto A.3



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,33	b_2 [KN]	0,44	b_1 [KN]	0,44	N	3
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	20,196	P_2 [KN]	43,2432	P_1 [KN]	36,828	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	8,15908	N_1 [KN]	8,15908		
d_3 [m]	0,22	d_2 [m]	0,29333	d_1 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	2,115	3,27	3,61	3,61
----------------------------------	-------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri

$p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti

$p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media

$p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0417	0,059	0,0936	0,1281
Massa partecipante:	$M^* =$	173,5435/g	173,5435/g	173,5435/g	173,5435/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,03475 g	0,049166 g	0,077999 g	0,10675 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3713 m	$a^*/FC =$	0,03475
$d_0^* =$	0,3713 m	$\theta =$	3,1513°

$d_u^* =$	0,1485 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq 0,1485 m $= d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

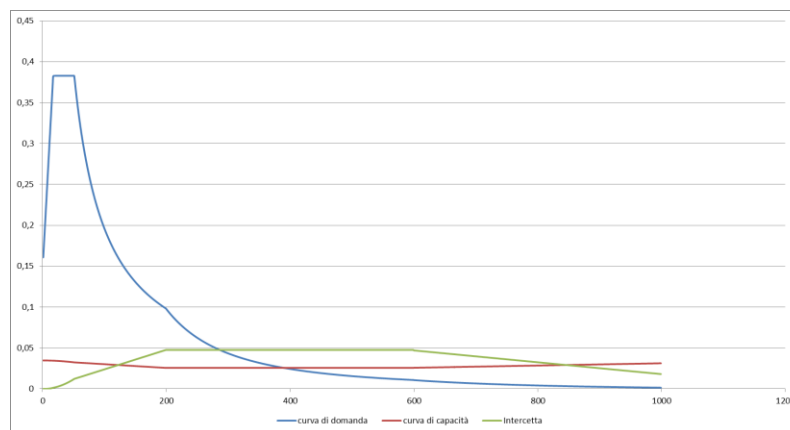


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,5286 m	$a^*/FC =$	0,049167
$d_0^* =$	0,5286 m	$\theta =$	4,4882°

$d_u^* =$	0,2114 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq 0,2114 m $= d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

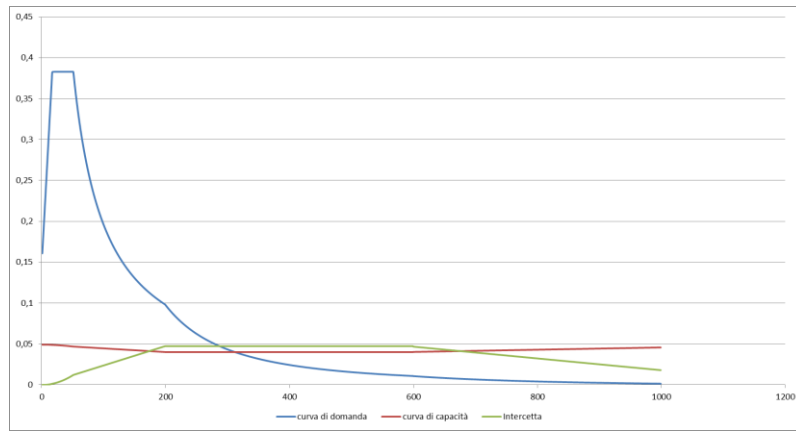


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,831 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,078$
$d_0^* = 0,831 \text{ m}$	$\theta = 7,0665^\circ$

$d_u^* = 0,3324 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3324 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

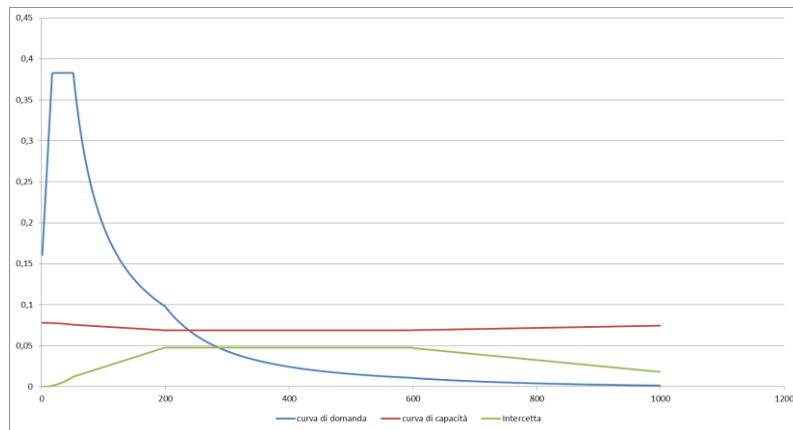


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 1,1317 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,10675$
$d_0^* = 1,1317 \text{ m}$	$\theta = 9,6448^\circ$

$d_u^* = 0,4527 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,4527 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

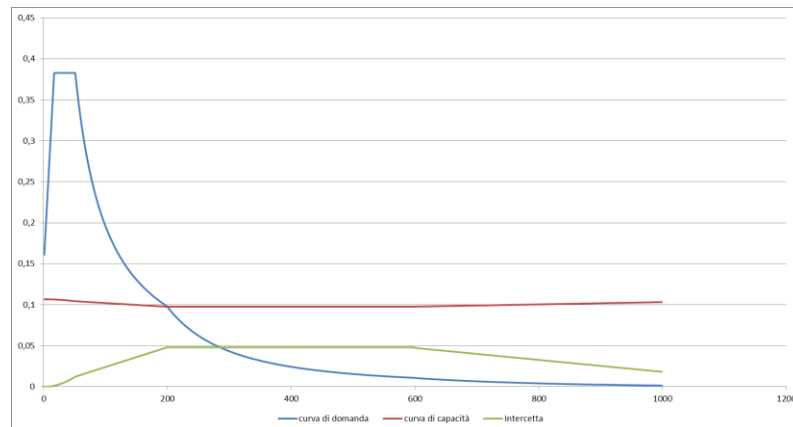


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.11: PARETE 3 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto B

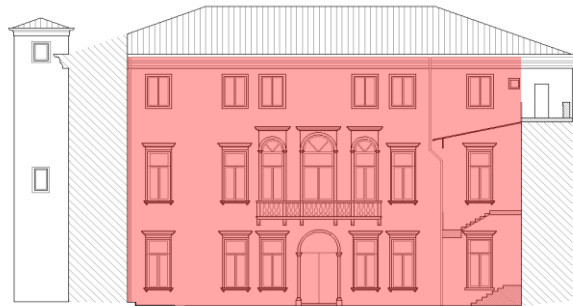


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,44	b_1 [KN]	0,44	N	3
h_3 [m]	3,7	h_2 [m]	5,5	h_1 [m]	4,78	Z [m]	0
P_3 [KN]	19,98	P_2 [KN]	43,56	P_1 [KN]	37,8576	H_{tot} [m]	13,98
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408	N_1 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,29333	d_1 [m]	0,29333		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{K_{es}} + 0,0Q_{K_n}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	1,08	2,5	4,45	4,45
----------------------------------	------	-----	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo**SLD E SLU CON ANALISI LINEARE**

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0427	0,0618	0,1	0,1382
Massa partecipante:	$M^* =$	157,009/g	157,009/g	157,009/g	157,009/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0355833 g	0,0515 g	0,083333 g	0,1151667 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3959 m	$a^*/FC =$	0,035583
$d_0^* =$	0,3959 m	$\theta =$	3,2468°

$d_u^* =$	0,1584 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1584 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

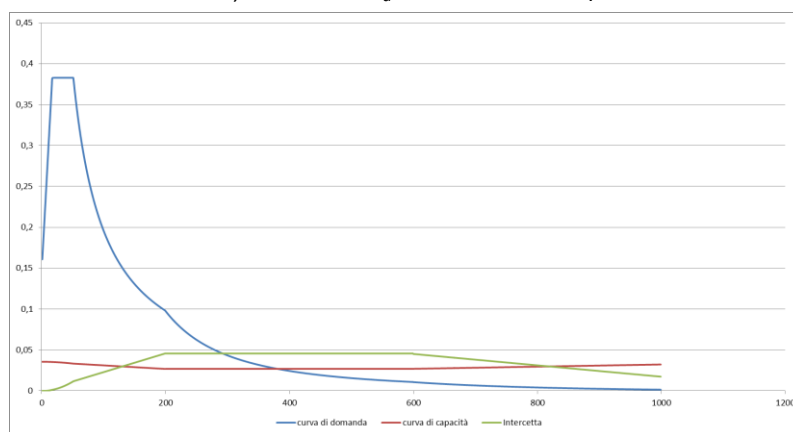


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,5702 m	$a^*/FC =$	0,0515
$d_0^* =$	0,5702 m	$\theta =$	4,6792°

$d_u^* =$	0,2281 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,2281 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

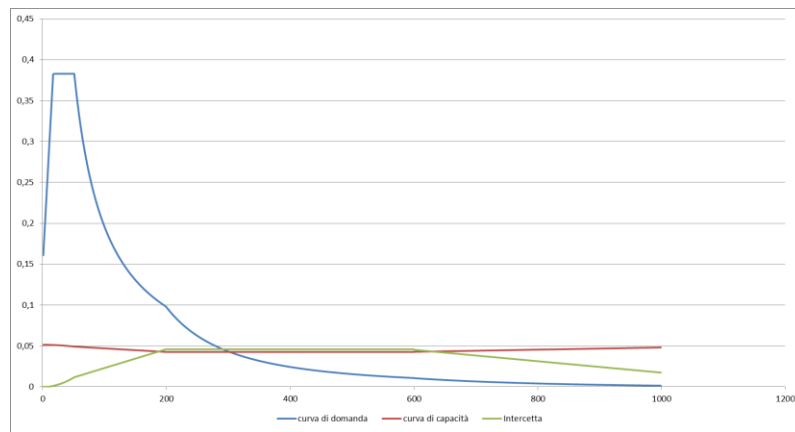


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,9177 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,08333$
$d_0^* = 0,9177 \text{ m}$	$\theta = 7,5439^\circ$

$d_u^* = 0,3671 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3671 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

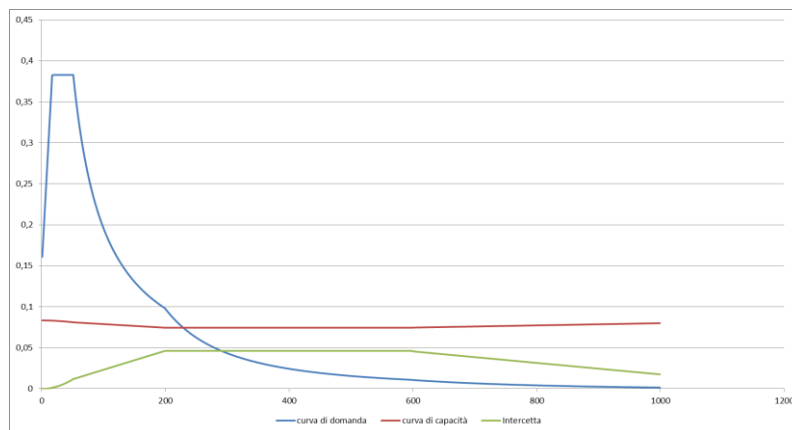


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 1,2629 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,115167$
$d_0^* = 1,2629 \text{ m}$	$\theta = 10,4087^\circ$

$d_u^* = 0,5052 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,5052 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

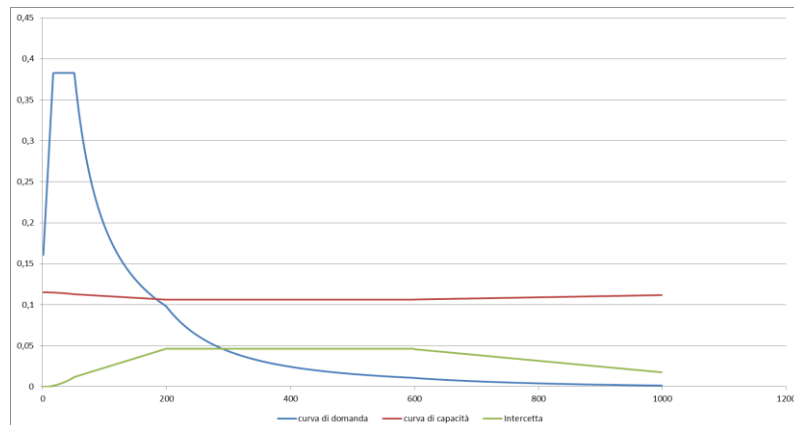


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.131: PARETE 3 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto D

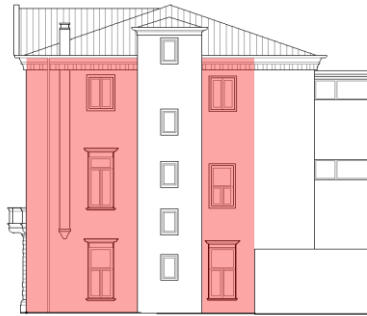


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,45	b_1 [KN]	0,45	N	3
h_3 [m]	3,4	h_2 [m]	5,46	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	18,36	P_2 [KN]	44,226	P_1 [KN]	37,665	H_{tot} [m]	13,51
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408	N_1 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,3	d_1 [m]	0,3		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	2,26	1,18	2,84	2,84
----------------------------------	------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri

$p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti

$p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media

$p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0452	0,0654	0,1058	0,1462
Massa partecipante:	$M^* =$	148,4431/g	148,4431/g	148,4431/g	148,4431/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,037666 g	0,0544999 g	0,0881667 g	0,1218333 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,4051 m	$a^*/FC =$	0,037667
$d_0^* =$	0,4051 m	$\theta =$	3,4377°

$d_u^* =$	0,162 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq 0,162 m $= d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

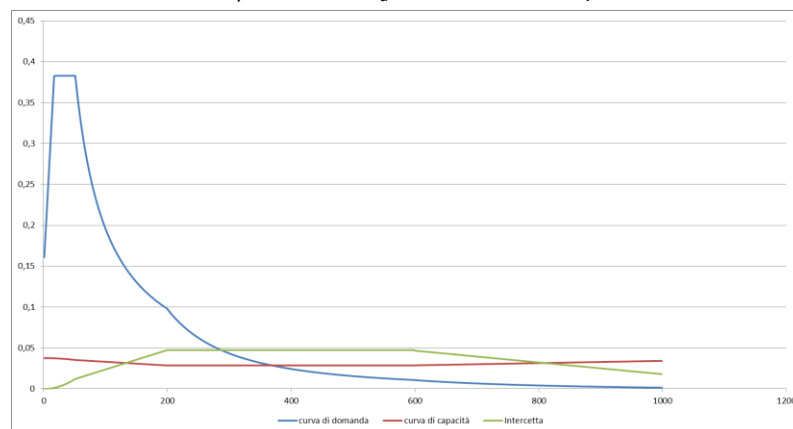


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,5847 m	$a^*/FC =$	0,0545
$d_0^* =$	0,5847 m	$\theta =$	4,9656°

$d_u^* =$	0,2339 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0969$ m \leq 0,2339 m $= d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

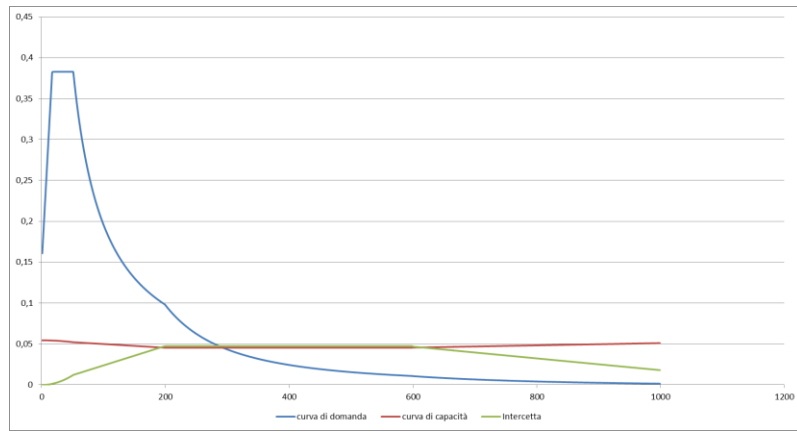


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,9426 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,088167$
$d_0^* = 0,9426 \text{ m}$	$\theta = 8,0214^\circ$

$d_u^* = 0,377 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,377 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

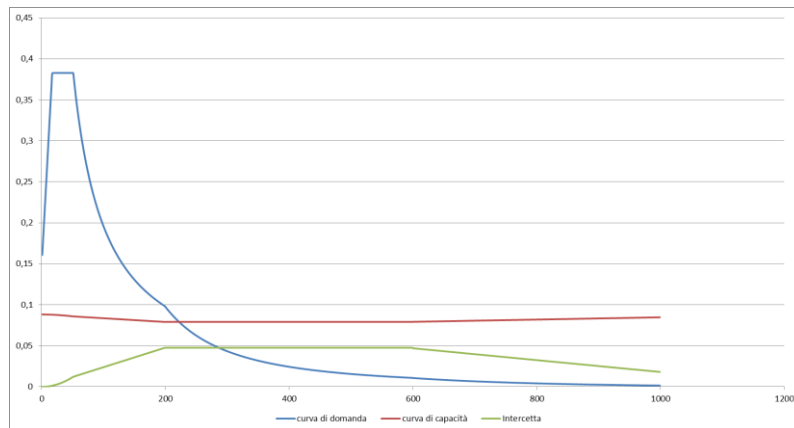


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 1,2868 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,12183$
$d_0^* = 1,2868 \text{ m}$	$\theta = 10,9817^\circ$

$d_u^* = 0,5147 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,5147 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

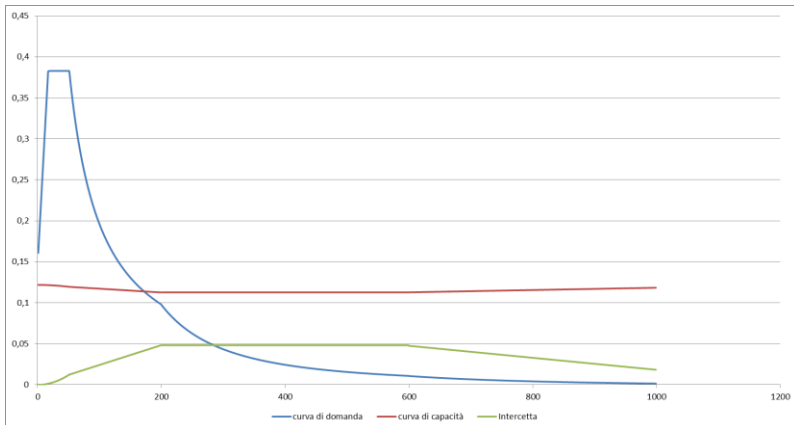


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.11: PARETE 3 PIANI RIBALTAMENTO GLOBALE (VULNUS)

Corpo A - Prospetto T

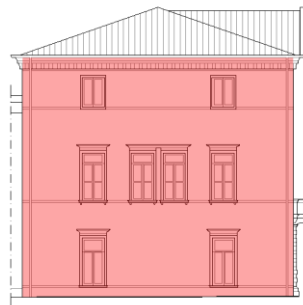


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,3	b_2 [KN]	0,43	b_1 [KN]	0,43	N	3
h_3 [m]	3,46	h_2 [m]	5,57	h_1 [m]	4,65	Z [m]	0
P_3 [KN]	18,684	P_2 [KN]	43,1118	P_1 [KN]	35,991	H_{tot} [m]	13,68
N_3 [KN]	3,652271	N_2 [KN]	7,99408	N_1 [KN]	7,99408		
d_3 [m]	0,2	d_2 [m]	0,28667	d_1 [m]	0,28667		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Primo piano	Secondo piano	Terzo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,5	0,8

Area di carico [m ²]	1,96	1,24	2,75	2,75
----------------------------------	------	------	------	------

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo**SLD E SLU CON ANALISI LINEARE**

		con p_1	con p_2	con p_3	con p_4
Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0446	0,0655	0,1075	0,1494
Massa partecipante:	$M^* =$	143,0116/g	143,0116/g	143,0116/g	143,0116/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1	1	1	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,0371666 g	0,0545833 g	0,0895833 g	0,1245 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098	
S	1,5	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_1, p_2
VERIFICATO	NO	
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735	con p_3, p_4
VERIFICATO	SI	

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Nel caso di solai leggeri ($p_1 = 1$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3988 m	$a^*/FC =$	0,037167
$d_0^* =$	0,3988 m	$\theta =$	3,3423°

$d_u^* =$	0,1595 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,1595 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

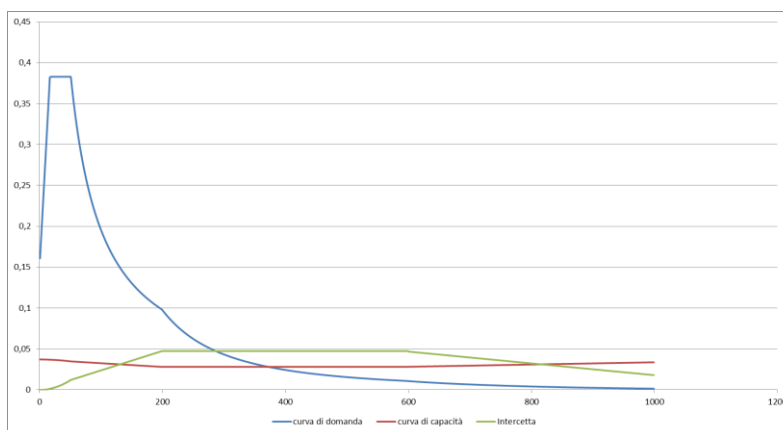


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con forza di contenimento media ($p_2 = 2$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,5921 m	$a^*/FC =$	0,054583
$d_0^* =$	0,5921 m	$\theta =$	4,9656°

$d_u^* =$	0,2368 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,2368 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

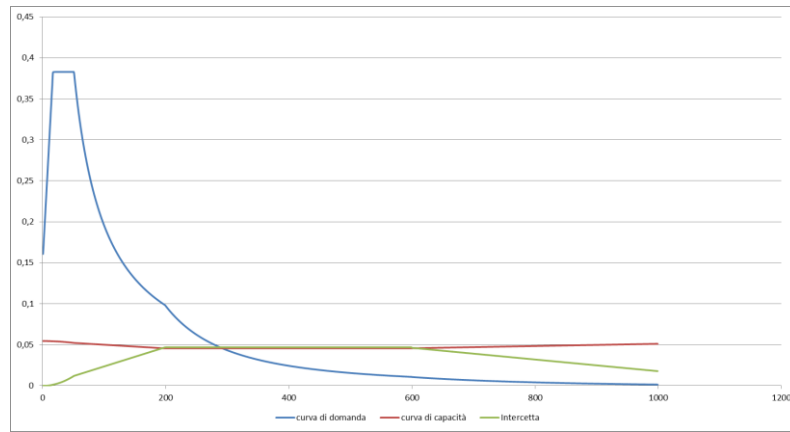


Figura 3: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai pesanti ($p_3 = 4 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 0,9658 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,089583$
$d_0^* = 0,9658 \text{ m}$	$\theta = 8,1169^\circ$

$d_u^* = 0,3863 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,3863 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

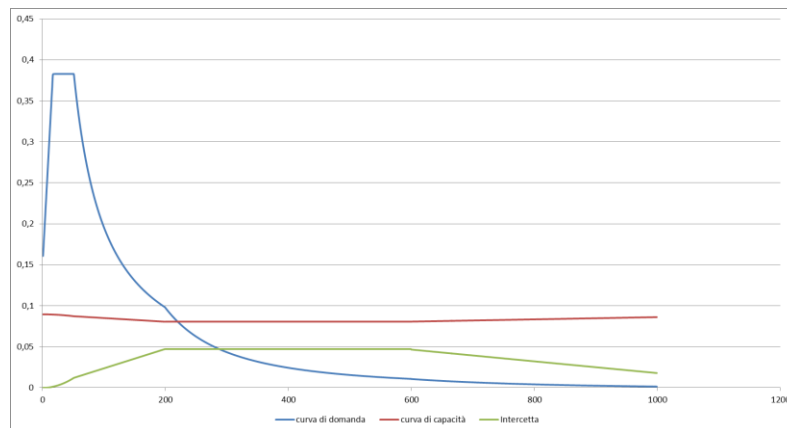


Figura 4: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

Nel caso di solai con cordolo ($p_4 = 6 \text{ kN/m}$):

$d_{k0} = 1,3365 \text{ m}$	$a^*/FC = 0,1245$
$d_0^* = 1,3365 \text{ m}$	$\theta = 11,2682^\circ$

$d_u^* = 0,5346 \text{ m}$	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0969 \text{ m}$	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,5346 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

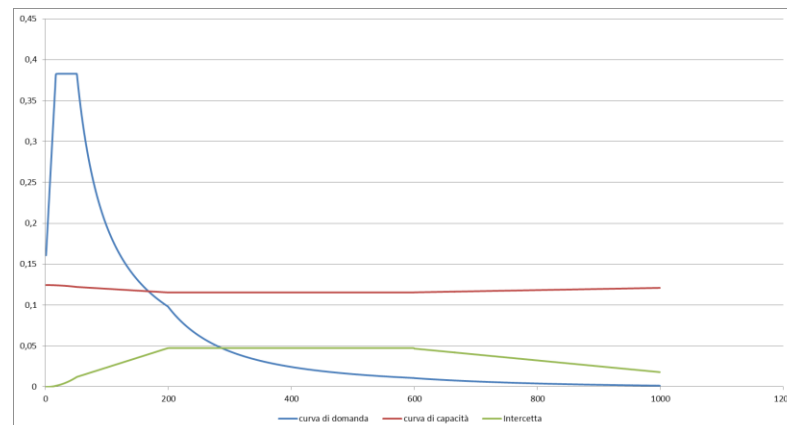


Figura 5: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

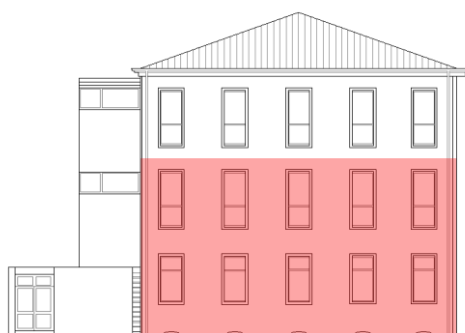
Corpo B₁ - Prospetto E

Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,096 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,315	b_1 [KN]	0,315	N	2
h_2 [m]	4,675	h_1 [m]	5,25	Z [m]	0
P_2 [KN]	26,5072	P_1 [KN]	29,7675	H_{tot} [m]	13,6
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,21	d_1 [m]	0,21		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,8
Area di carico [m ²]	2,9	3,34	3,53

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,5299
Massa partecipante:	$M^* =$	158,0247/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,4415833 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	2,8834 m	$a^*/FC =$	0,441583
$d_0^* =$	2,8834 m	$\theta =$	35,5234°

$d_u^* =$	1,1534 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 1,1534 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

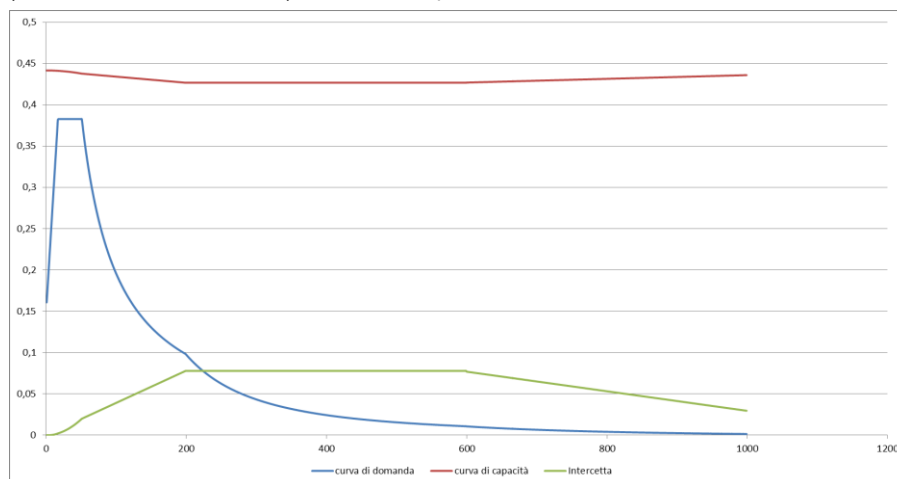


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

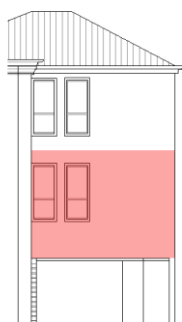
Corpo B₁ - Prospetto G

Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,096 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,46	b_1 [KN]	0,45	N	2
h_2 [m]	4,525	h_1 [m]	1,8	Z [m]	3,6
P_2 [KN]	37,467	P_1 [KN]	14,58	H_{tot} [m]	13,6
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,307	d_1 [m]	0,3		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,8
Area di carico [m ²]	0,85	1,51	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,5074
Massa partecipante:	$M^* =$	93,022/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,4228333 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,0556
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,0651
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	1,8074 m	$a^*/FC =$	0,422833
$d_0^* =$	1,8074 m	$\theta =$	34,8549°

$d_u^* =$	0,7229 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0881 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0257 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0881 \text{ m} \leq 0,7229 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

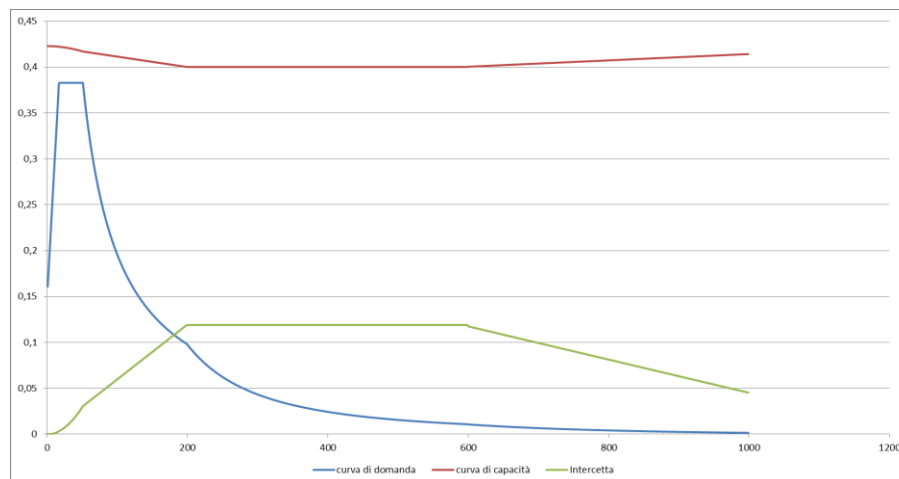


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

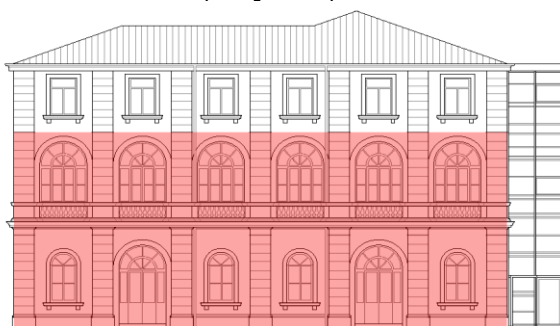
Corpo B₁ - Prospetto X

Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,096 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,35	b_1 [KN]	0,35	N	2
h_2 [m]	4,525	h_1 [m]	5,4	Z [m]	0
P_2 [KN]	28,5075	P_1 [KN]	34,02	H_{tot} [m]	13,6
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,2333	d_1 [m]	0,2333		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,8
Area di carico [m ²]	4,84	4,8	4,03

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,554
Massa partecipante:	$M^* =$	216,0835/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,4616667 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	2,9768 m	$a^*/FC =$	0,461667
$d_0^* =$	2,9768 m	$\theta =$	36,8603°

$d_u^* =$	1,1907 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 1,1907 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

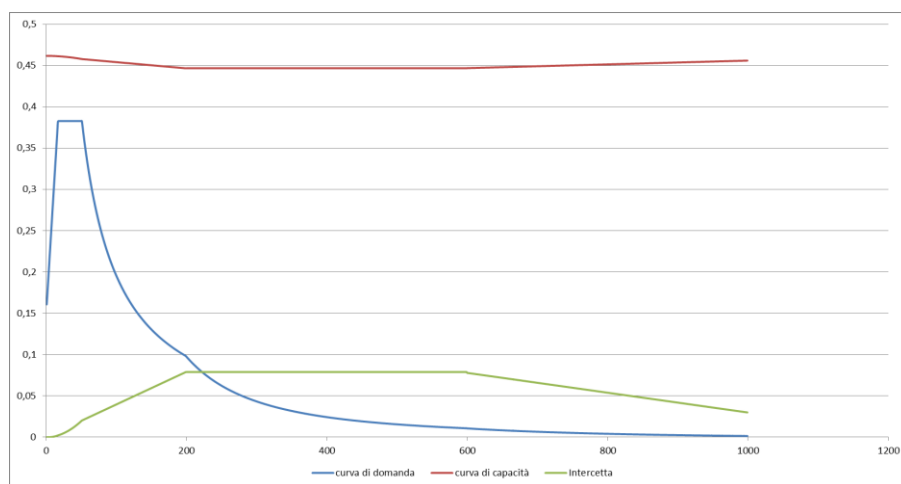


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

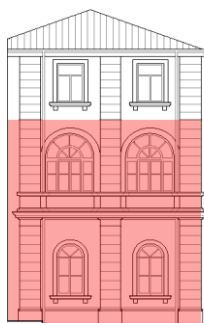
Corpo B₁ - Prospetto Y

Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,096 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,47	b_1 [KN]	0,58	N	2
h_2 [m]	4,525	h_1 [m]	5,4	Z [m]	0
P_2 [KN]	38,2815	P_1 [KN]	56,376	H_{tot} [m]	13,6
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,3133	d_1 [m]	0,38667		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	5	0,8
Area di carico [m ²]	1,09	2,95	3,78

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,4601
Massa partecipante:	$M^* =$	168,4885/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,3834167 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	2,636 m	$a^*/FC =$	0,383417
$d_0^* =$	2,636 m	$\theta =$	32,0856°

$d_u^* =$	1,0544 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 1,0544 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

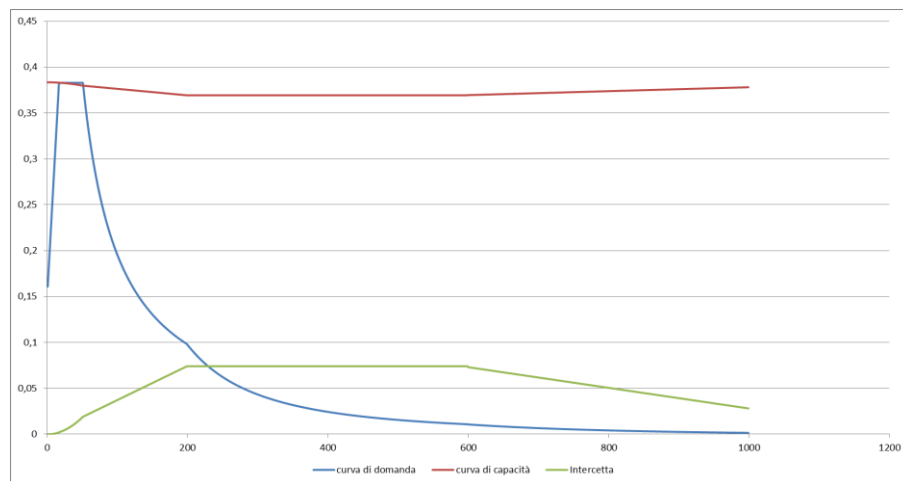


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto E



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,096 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,20

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,315	b _{cordolo} [KN]	0,315	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	19,1362	P _{cordolo} [KN]	2,3625	H _{tot} [m]	13,6

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	c = a/g = 0,253
Massa partecipante:	M* = 19,1362/g
Frazione di massa partecipante:	e* = 1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	a ₀ * = 0,2108333 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3325$ m	$a^*/FC = 0,210833$
$d_0^* = 0,3325$ m	$\theta = 11,3637^\circ$

$d_u^* = 0,133$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,053$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0509$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,053$ m \leq 0,133 m = d_u^* La parete risulta: VERIFICATA

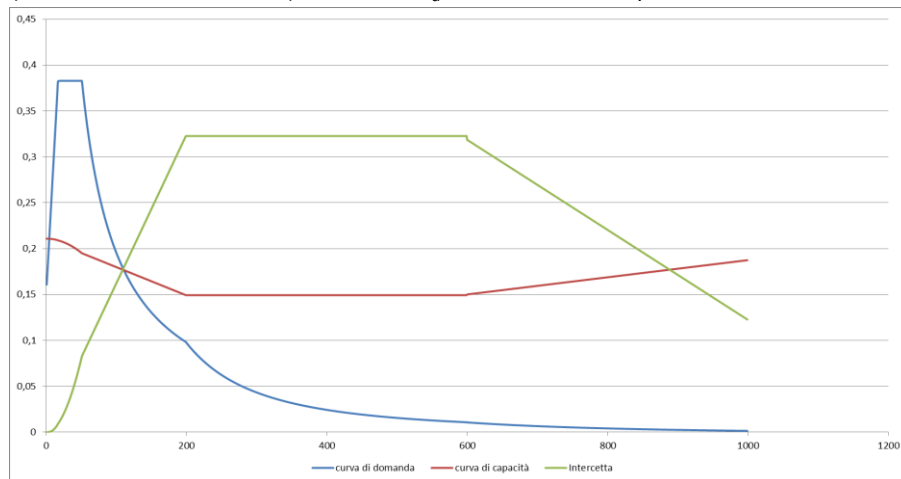


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto G

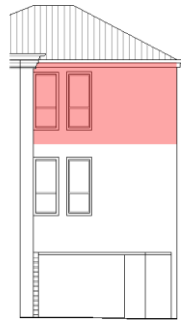


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,096 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,20

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,33	b _{cordolo} [KN]	0,33	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	20,0475	P _{cordolo} [KN]	2,475	H _{tot} [m]	13,6

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	c = a/g = 0,258
Massa partecipante:	M* = 20,0475/g
Frazione di massa partecipante:	e* = 1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	a ₀ * = 0,215 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3408$ m	$a^*/FC = 0,215$
$d_0^* = 0,3408$ m	$\theta = 11,6501^\circ$

$d_u^* = 0,1363$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0535$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,051$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0535$ m \leq $0,1363$ m $= d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

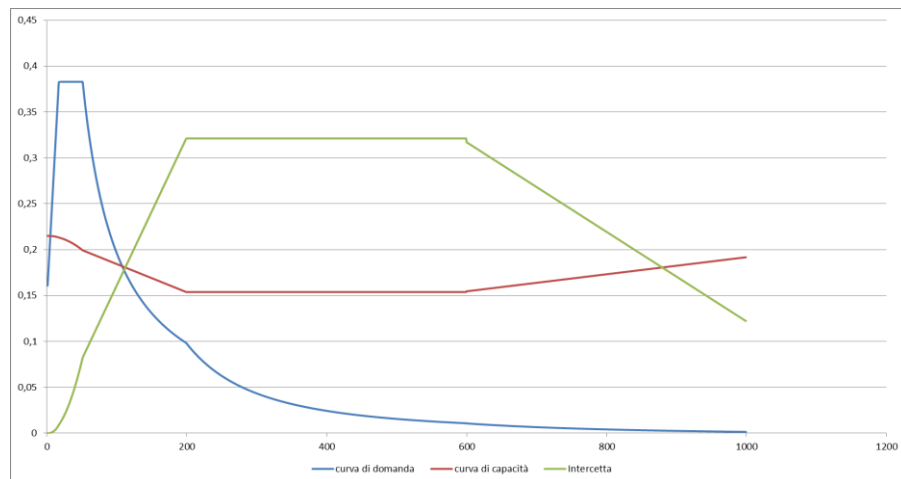


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto X

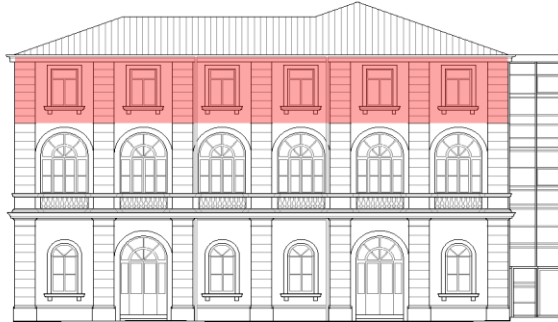


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,096 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,20

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,31	b _{cordolo} [KN]	0,31	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	18,8325	P _{cordolo} [KN]	2,325	H _{tot} [m]	13,6

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	c = a/g = 0,2513
Massa partecipante:	M* = 18,8325/g
Frazione di massa partecipante:	e* = 1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	a ₀ * = 0,2094167 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3297$ m	$a^*/FC = 0,209417$
$d_0^* = 0,3297$ m	$\theta = 11,2682^\circ$

$d_u^* = 0,1319$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,053$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0509$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,053 \text{ m} \leq 0,1319 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

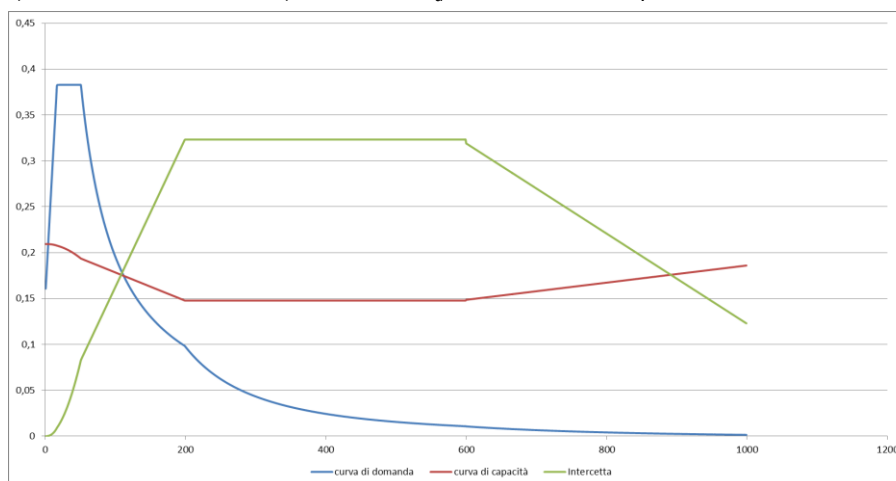


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto Y

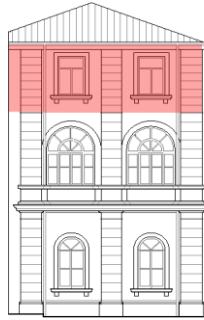


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,096 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,20

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,38	b _{cordolo} [KN]	0,38	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	23,085	P _{cordolo} [KN]	2,85	H _{tot} [m]	13,6

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	c = a/g = 0,2746
Massa partecipante:	M* = 23,085/g
Frazione di massa partecipante:	e* = 1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	a ₀ * = 0,2288333 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,36$ m	$a^*/FC = 0,228833$
$d_0^* = 0,36$ m	$\theta = 12,3186^\circ$

$d_u^* = 0,144$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,053$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0509$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,053 \text{ m} \leq 0,144 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

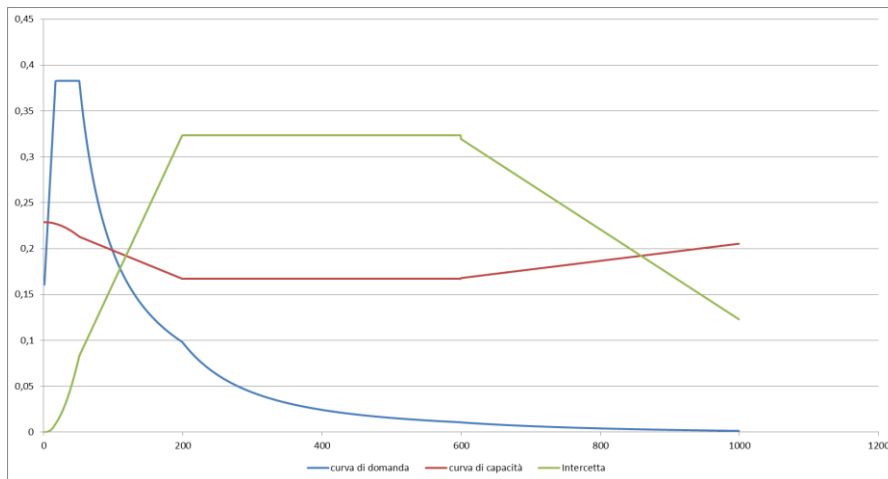


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLOCorpo B₁ - Prospetto E

Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $S_t = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$ **CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,315	$b_{cordolo}$ [KN]	0,315	N	1
h_3 [m]	3,375	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	9,925
P_3 [KN]	19,1362	$P_{cordolo}$ [KN]	2,3625	H_{tot} [m]	13,6
N_3 [KN]	12	$N_{cordolo}$ [KN]	0		
d_3 [m]	0,21	$d_{cordolo}$ [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{KES} + 0,0Q_{Kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,53	3,53

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	3,1848
Massa partecipante:	$M^* =$	19,1362/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	2,654 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1458 m	$a^*/FC =$	2,654
$d_0^* =$	0,1458 m	$\theta =$	4,9561°

$d_u^* =$	0,0583 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0038 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0087 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0087 \text{ m} \leq 0,0583 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

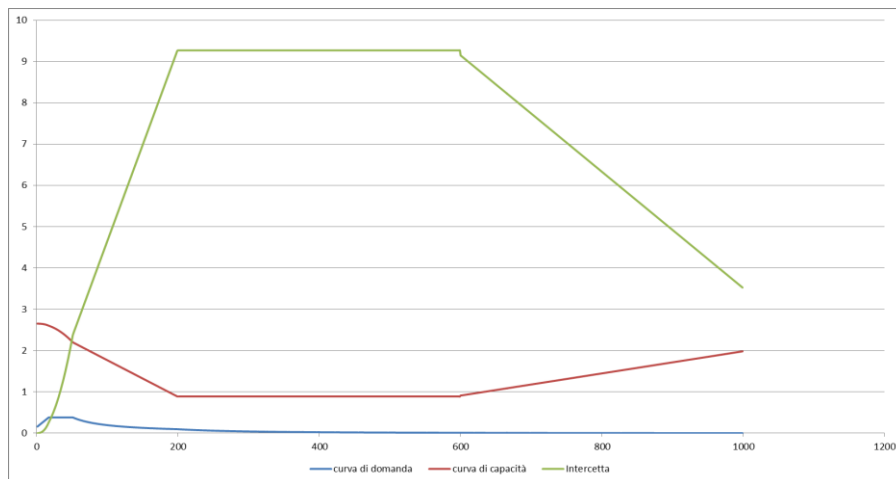


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto G

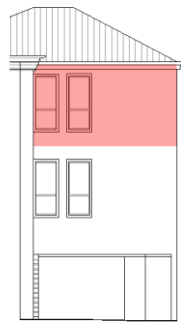


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,20

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,33	b _{cordolo} [KN]	0,33	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	20,0475	P _{cordolo} [KN]	2,475	H _{tot} [m]	13,6
N ₃ [KN]	12	N _{cordolo} [KN]	0		
d ₃ [m]	0,22	d _{cordolo} [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kES} + 0,0Q_{kN}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,84	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	2,5196
Massa partecipante:	$M^* =$	20,0475/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	2,099667 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1626 m	$a^*/FC =$	2,09966
$d_0^* =$	0,1626 m	$\theta =$	5,529°

$d_u^* =$	0,065 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0055 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0159 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0159 \text{ m} \leq 0,065 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

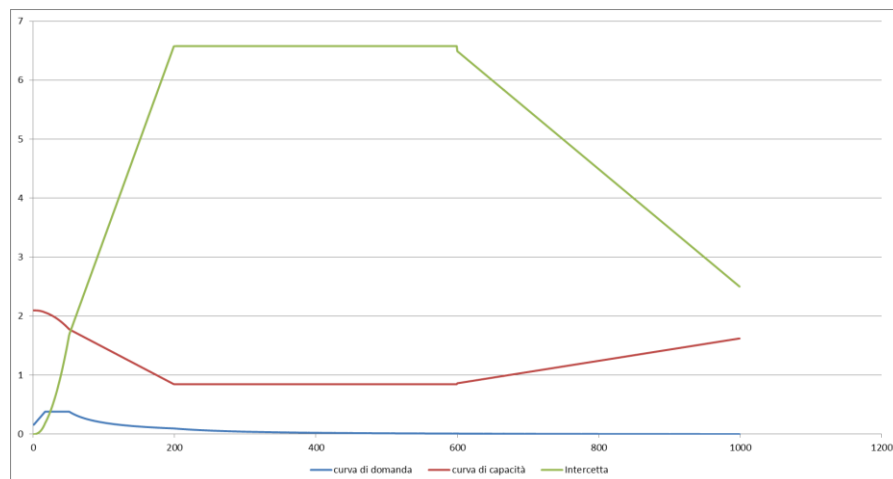


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto X



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,20

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,31	b _{cordolo} [KN]	0,31	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	18,8325	P _{cordolo} [KN]	2,325	H _{tot} [m]	13,6
N ₃ [KN]	12	N _{cordolo} [KN]	0		
d ₃ [m]	0,20667	d _{cordolo} [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{KES} + 0,0Q_{Kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,03	4,03

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	3,6473
Massa partecipante:	$M^* =$	18,8325/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	3,039417 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1382 m	$a^*/FC =$	3,039417
$d_0^* =$	0,1382 m	$\theta =$	4,6983°

$d_u^* =$	0,0553 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0031 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0064 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0064 \text{ m} \leq 0,0553 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

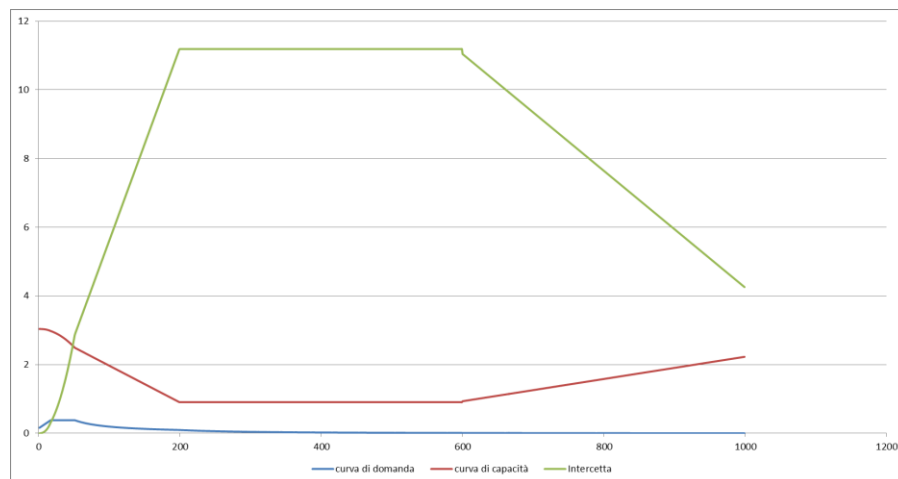


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo B₁ - Prospetto Y

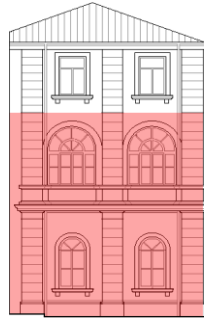


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,20

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: f = 0,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,38	b _{cordolo} [KN]	0,38	N	1
h ₃ [m]	3,375	h _{cordolo} [m]	0,3	Z [m]	9,925
P ₃ [KN]	23,085	P _{cordolo} [KN]	2,85	H _{tot} [m]	13,6
N ₃ [KN]	12	N _{cordolo} [KN]	0		
d ₃ [m]	0,25333	d _{cordolo} [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kES} + 0,0Q_{kN}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,78	3,78

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	2,9275
Massa partecipante:	$M^* =$	23,085/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	2,439583 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1533
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,1796
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,1727 m	$a^*/FC =$	2,439583
$d_0^* =$	0,1727 m	$\theta =$	5,8728°

$d_u^* =$	0,0691 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,005 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0134 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0134 \text{ m} \leq 0,0691 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

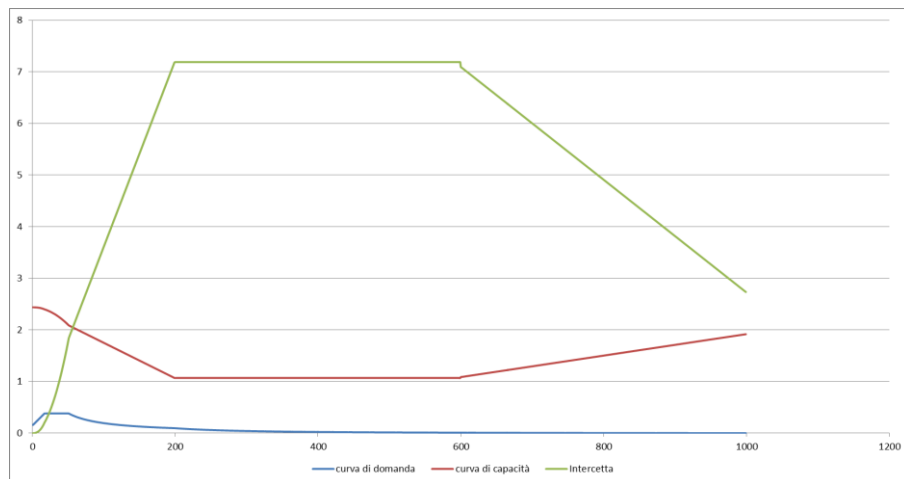


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)Corpo B₁ - Prospetto E

Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,315	N	1
h_3 [m]	3,675	Z [m]	11,0875
P_3 [KN]	20,8372	H_{tot} [m]	13,6
N_3 [KN]	12		
d_3 [m]	0,21		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,53	3,53

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0572
Massa partecipante:	$M^* =$	20,8372/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,3297
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1445 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1 , p_2 , p_3 , p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1996
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,2339
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,2261 m	$a^*/FC =$	0,144568
$d_0^* =$	0,113 m	$\theta =$	7,0665°
$d_u^* =$	0,0452 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0375 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0578 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0578 \text{ m} \leq 0,0452 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

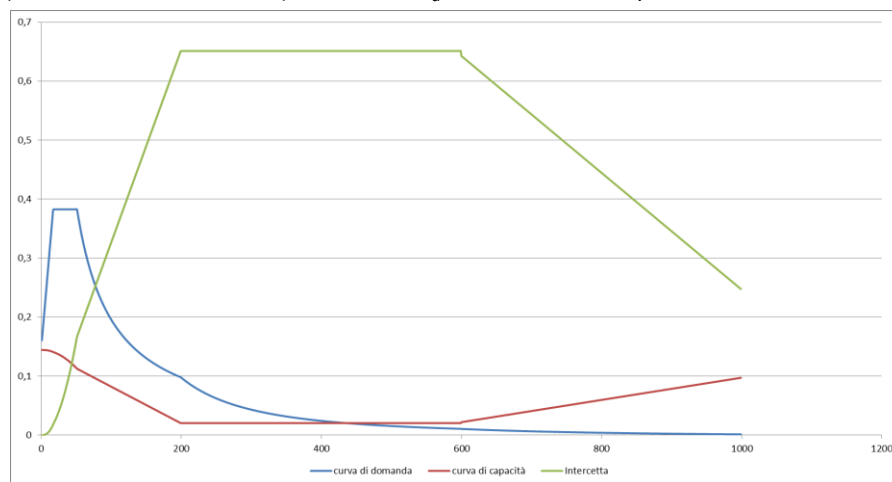


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)

Corpo B₁ - Prospetto G

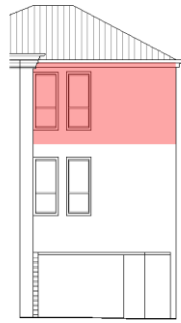


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,20

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,33	N	1
h ₃ [m]	3,675	Z [m]	11,0875
P ₃ [KN]	21,8295	H _{tot} [m]	13,6
N ₃ [KN]	12		
d ₃ [m]	0,22		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

p₁ = 1 kN/m Solai leggeri

p₂ = 2 kN/m Solai con forza di contenimento media

p₃ = 4 kN/m Solai pesanti

p₄ = 6 kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,84	2,84

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0599
Massa partecipante:	$M^* =$	21,8295/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,3904
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1279167 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1 , p_2 , p_3 , p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1996
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,2339
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,2412 m	$a^*/FC =$	0,127846
$d_0^* =$	0,1206 m	$\theta =$	7,5439°
$d_u^* =$	0,0482 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0409 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0592 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0592 \text{ m} \leq 0,0482 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

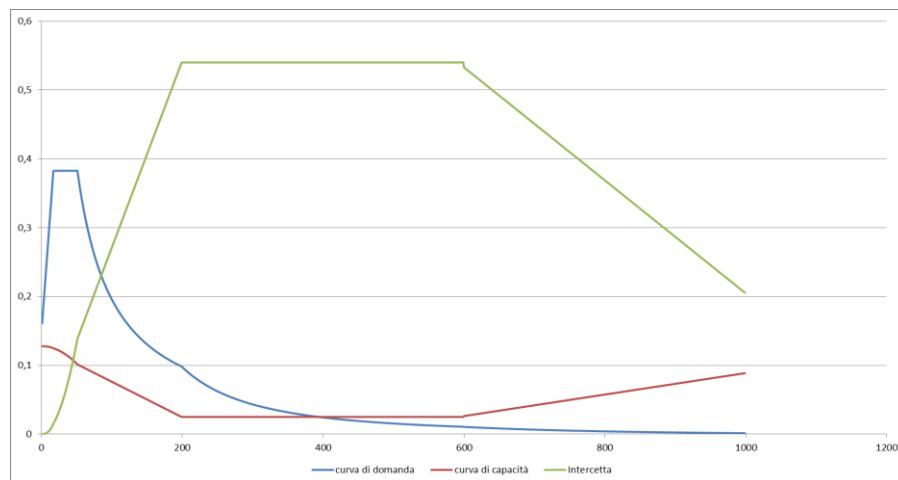


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)

Corpo B₁ - Prospetto X



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,31	N	1
h_3 [m]	3,675	Z [m]	11,0875
P_3 [KN]	20,5065	H_{tot} [m]	13,6
N_3 [KN]	12		
d_3 [m]	0,20667		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri

$p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media

$p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti

$p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	4,03	4,03

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0563
Massa partecipante:	$M^* =$	20,5065/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,2978
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1575 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1 , p_2 , p_3 , p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1996
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,2339
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,22 m	$a^*/FC =$	0,157559
$d_0^* =$	0,11 m	$\theta =$	6,8755°
$d_u^* =$	0,044 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0355 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0573 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0573 \text{ m} \leq 0,044 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

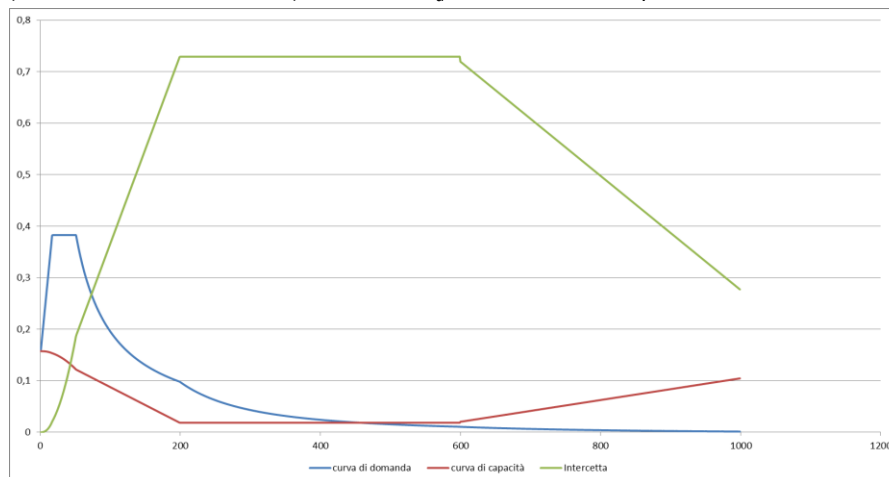


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)

Corpo B₁ - Prospetto Y



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: St = 1

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
a _g =	0,098 g	0,043 g
F ₀ =	2,604	2,533
T _c * =	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: η = 1

Fattore di struttura: q = 2

Fattore parziale di confidenza: F_c = 1,20

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b _i	spessore medio	d _i	braccio del carico
h _i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P _i	peso proprio della parete	H _{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N _i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b ₃ [KN]	0,38	N	1
h ₃ [m]	3,675	Z [m]	11,0875
P ₃ [KN]	25,137	H _{tot} [m]	13,6
N ₃ [KN]	12		
d ₃ [m]	0,25333		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

p₁ = 1 kN/m Solai leggeri

p₂ = 2 kN/m Solai con forza di contenimento media

p₃ = 4 kN/m Solai pesanti

p₄ = 6 kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,78	3,78

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,069
Massa partecipante:	$M^* =$	25,137/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,3566
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,16125 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1 , p_2 , p_3 , p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1996
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,2339
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,2746 m	$a^*/FC =$	0,161259
$d_0^* =$	0,1373 m	$\theta =$	8,5944°
$d_u^* =$	0,0549 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0389m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0584 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0584 \text{ m} \leq 0,0549 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

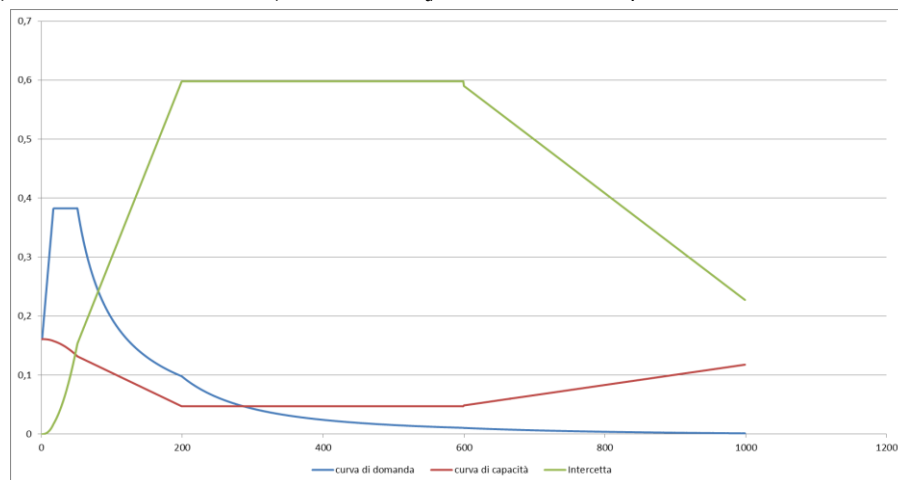


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

Corpo C - Prospetto S

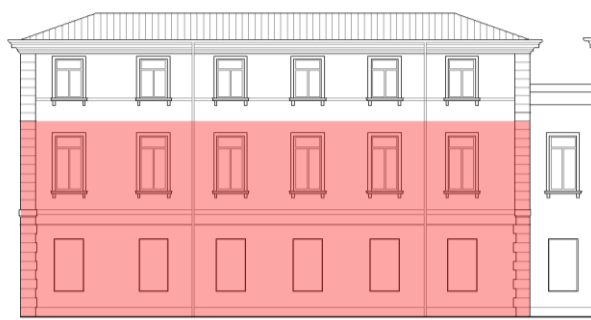


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,46	b_1 [KN]	0,47	N	2
h_2 [m]	4,79	h_1 [m]	5,3	Z [m]	0
P_2 [KN]	39,6612	P_1 [KN]	44,838	H_{tot} [m]	13,72
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,30667	d_1 [m]	0,3133		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	2	0,8
Area di carico [m ²]	3,08	4,22	3,76

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,5069
Massa partecipante:	$M^* =$	199,0952/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,4224167 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	2,8625 m	$a^*/FC =$	0,422417
$d_0^* =$	2,8625 m	$\theta =$	34,5685°

$d_u^* =$	1,145 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 1,145 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

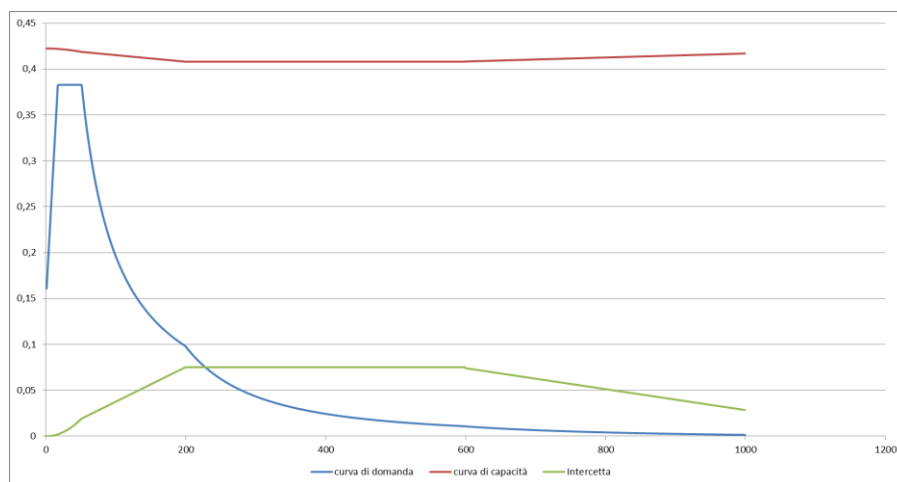


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

Corpo C - Prospetto U

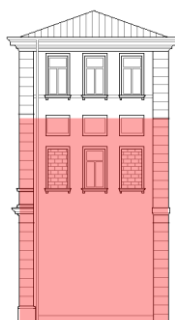


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,46	b_1 [KN]	0,45	N	2
h_2 [m]	4,79	h_1 [m]	5,3	Z [m]	0
P_2 [KN]	39,6612	P_1 [KN]	42,93	H_{tot} [m]	13,72
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,30667	d_1 [m]	0,3		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	2	0,8
Area di carico [m ²]	2	0,67	2,67

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,2867
Massa partecipante:	$M^* =$	117,2552/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,2389167 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	1,8165 m	$a^*/FC =$	0,238917
$d_0^* =$	1,8165 m	$\theta =$	21,104°

$d_u^* =$	0,7266 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 0,7266 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

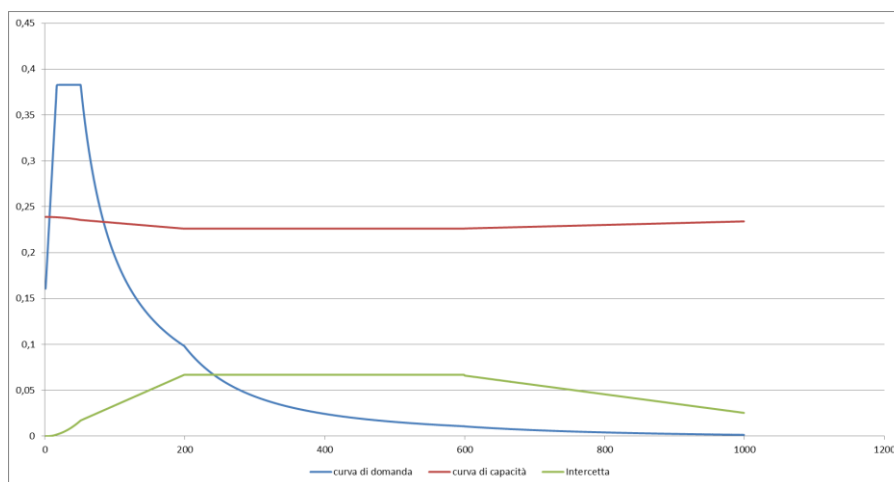


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.16: PARETE 2 PIANI: RIBALTAMENTO GLOBALE CON COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

Corpo C - Prospetto V

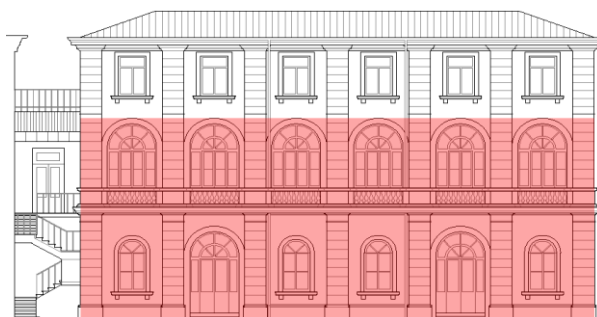


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_2 [KN]	0,41	b_1 [KN]	0,42	N	2
h_2 [m]	4,79	h_1 [m]	5,3	Z [m]	0
P_2 [KN]	35,3502	P_1 [KN]	40,069	H_{tot} [m]	13,72
N_2 [KN]	18	N_1 [KN]	7,9		
d_2 [m]	0,27333	d_1 [m]	0,28		

DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ATTRITO E DI COMPENETRAZIONE

μ_2	0,6	μ_1	0,6
v_2	1	v_1	0,5

con: μ_i = coefficiente di attrito v_i = coefficiente di compenetrazione del cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Piano terra	Primo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	5	2	0,8
Area di carico [m ²]	3	4	3,72

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,5137
Massa partecipante:	$M^* =$	186,0702/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,4280833 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	2,8832 m	$a^*/FC =$	0,428083
$d_0^* =$	2,8832 m	$\theta =$	34,8549°

$d_u^* =$	1,1533 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0969 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0969 \text{ m} \leq 1,1533 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

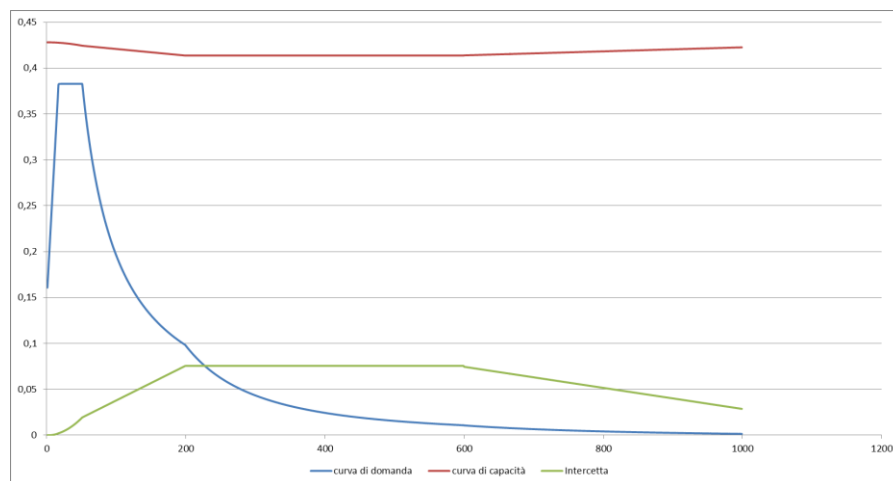


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo C - Prospetto S



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,45	$b_{cordolo}$ [KN]	0,45	N	1
h_3 [m]	3,33	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	10,09
P_3 [KN]	26,973	$P_{cordolo}$ [KN]	3,375	H_{tot} [m]	13,72

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,3022
Massa partecipante:	$M^* =$	26,973/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,2518333 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,181
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3904$ m	$a^*/FC = 0,251833$
$d_0^* = 0,3904$ m	$\theta = 13,56^\circ$

$d_u^* = 0,1562$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,053$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0516$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,053 \text{ m} \leq 0,1562 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

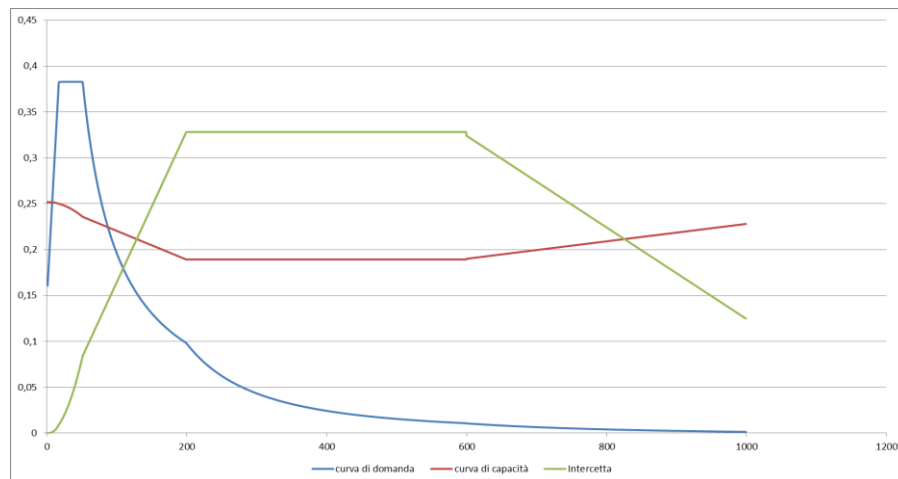


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo C - Prospetto U



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,46	$b_{cordolo}$ [KN]	0,46	N	1
h_3 [m]	3,33	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	10,09
P_3 [KN]	27,5724	$P_{cordolo}$ [KN]	3,45	H_{tot} [m]	13,72

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,3056
Massa partecipante:	$M^* =$	27,5724/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,2546667 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,181
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3931$ m	$a^*/FC = 0,254667$
$d_0^* = 0,3931$ m	$\theta = 13,6555^\circ$

$d_u^* = 0,1572$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0526$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0515$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0526 \text{ m} \leq 0,1572 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

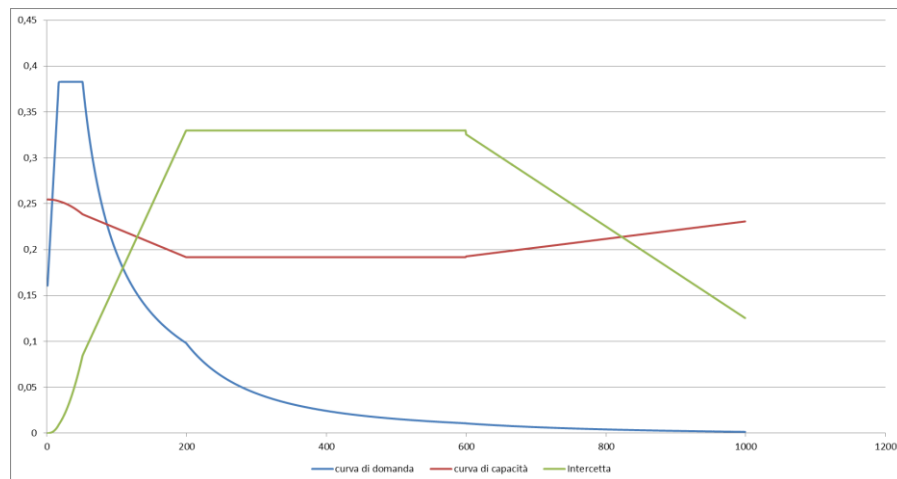


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo C - Prospetto V



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$ **CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,42	$b_{cordolo}$ [KN]	0,42	N	1
h_3 [m]	3,33	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	10,09
P_3 [KN]	25,1748	$P_{cordolo}$ [KN]	3,15	H_{tot} [m]	13,72

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,2921
Massa partecipante:	$M^* =$	25,1748/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,2434167 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,181
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} = 0,3769$ m	$a^*/FC = 0,243417$
$d_0^* = 0,3769$ m	$\theta = 13,0825^\circ$

$d_u^* = 0,1508$ m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d = 0,0526$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d = 0,0515$ m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0526 \text{ m} \leq 0,1508 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

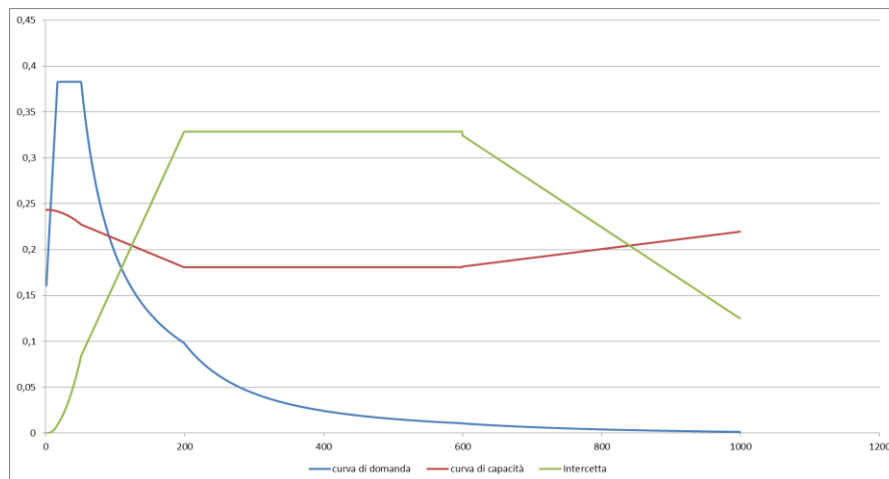


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo C - Prospetto S



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$ **CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,45	$b_{cordolo}$ [KN]	0,45	N	1
h_3 [m]	3,33	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	10,09
P_3 [KN]	26,973	$P_{cordolo}$ [KN]	3,375	H_{tot} [m]	13,72
N_3 [KN]	8,8	$N_{cordolo}$ [KN]	0		
d_3 [m]	0,3	$d_{cordolo}$ [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{KES} + 0,0Q_{Kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,76	3,76

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	1,9953
Massa partecipante:	$M^* =$	26,973/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	1,66275 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,181
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,2191 m	$a^*/FC =$	1,66275
$d_0^* =$	0,2191 m	$\theta =$	7,563°

$d_u^* =$	0,0877 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0091 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0529 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0529 \text{ m} \leq 0,0877 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

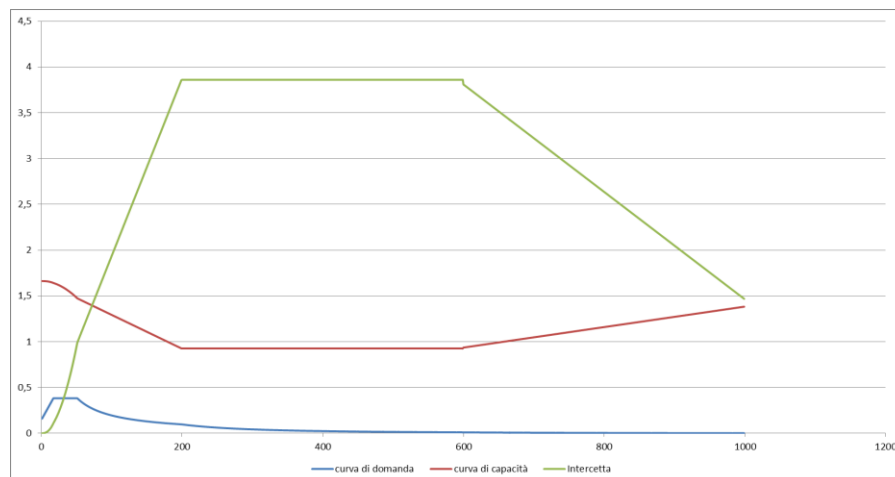


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo C - Prospetto U



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$ **CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,46	$b_{cordolo}$ [KN]	0,6	N	1
h_3 [m]	3,33	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	10,09
P_3 [KN]	27,5724	$P_{cordolo}$ [KN]	3,45	H_{tot} [m]	13,72
N_3 [KN]	8,8	$N_{cordolo}$ [KN]	0		
d_3 [m]	0,307	$d_{cordolo}$ [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{KES} + 0,0Q_{Kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,67	2,67

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	1,4853
Massa partecipante:	$M^* =$	27,5724/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	1,23775 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,181
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,2447 m	$a^*/FC =$	1,23775
$d_0^* =$	0,2447 m	$\theta =$	8,4511°

$d_u^* =$	0,0979 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0137 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0782 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0782 \text{ m} \leq 0,0979 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

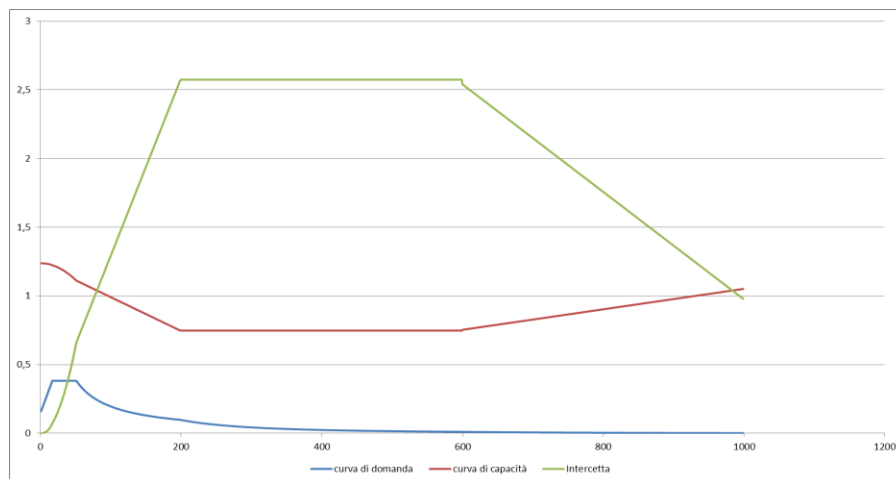


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Corpo C - Prospetto V



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Cordolo in cemento armato
Resistenza a compressione	3,2 Mpa	9,07 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa	0,9 Mpa
Densità	18 kN/m ³	25 kN/m ³

Forza di attrito cordolo - muro: $f = 0,6$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i spessore medio

h_i altezza della parete i-esima

P_i peso proprio della parete

N_i carico agente sulla parete i-esima

d_i braccio del carico

N numero di piani dell'edificio

H_{tot} altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,42	$b_{cordolo}$ [KN]	0,42	N	1
h_3 [m]	3,33	$h_{cordolo}$ [m]	0,3	Z [m]	10,09
P_3 [KN]	25,1748	$P_{cordolo}$ [KN]	3,15	H_{tot} [m]	13,72
N_3 [KN]	8,8	$N_{cordolo}$ [KN]	0		
d_3 [m]	0,28	$d_{cordolo}$ [m]	0		

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{KES} + 0,0Q_{Kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,72	3,72

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	2,0712
Massa partecipante:	$M^* =$	25,1748/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	1
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	1,726 g

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1545
VERIFICATO	SI

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,181
VERIFICATO	SI

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

$d_{k0} =$	0,2059 m	$a^*/FC =$	1,726
$d_0^* =$	0,2059 m	$\theta =$	7,1047°

$d_u^* =$	0,0824 m	Capacità di spostamento ultimo
$\Delta_d =$	0,0086 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)
$\Delta_d =$	0,0412 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$\Delta_{d,max} = 0,0412 \text{ m} \leq 0,0824 \text{ m} = d_u^*$ La parete risulta: VERIFICATA

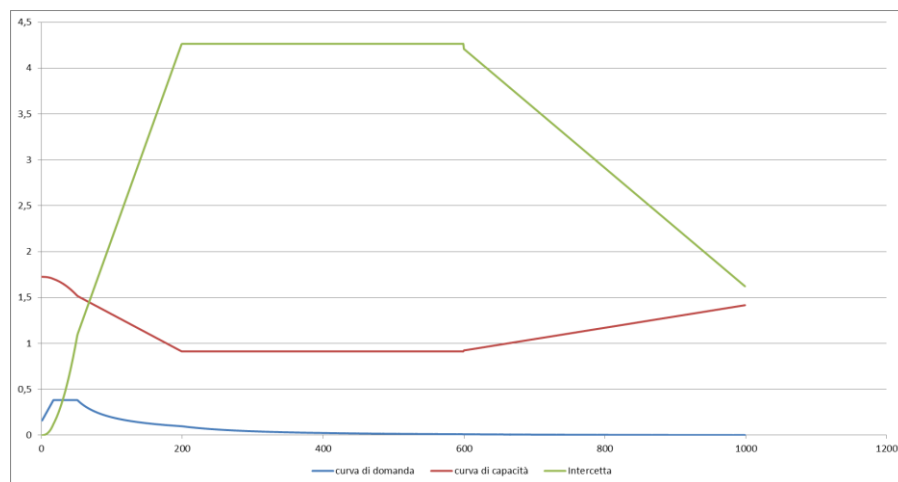


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)

Corpo C - Prospetto S

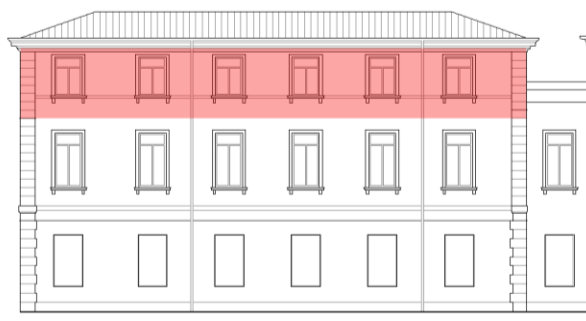


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,45	N	1
h_3 [m]	3,63	Z [m]	11,23
P_3 [KN]	29,403	H_{tot} [m]	13,72
N_3 [KN]	8,8		
d_3 [m]	0,3		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,76	3,76

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0827
Massa partecipante:	$M^* =$	29,403/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,4705
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1465 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1, p_2, p_3, p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1997
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,234
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3368 m	$a^*/FC =$	0,146471
$d_0^* =$	0,1684 m	$\theta =$	10,6952°
$d_u^* =$	0,0674 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0453 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,621 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,621 \text{ m} \leq 0,0674 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

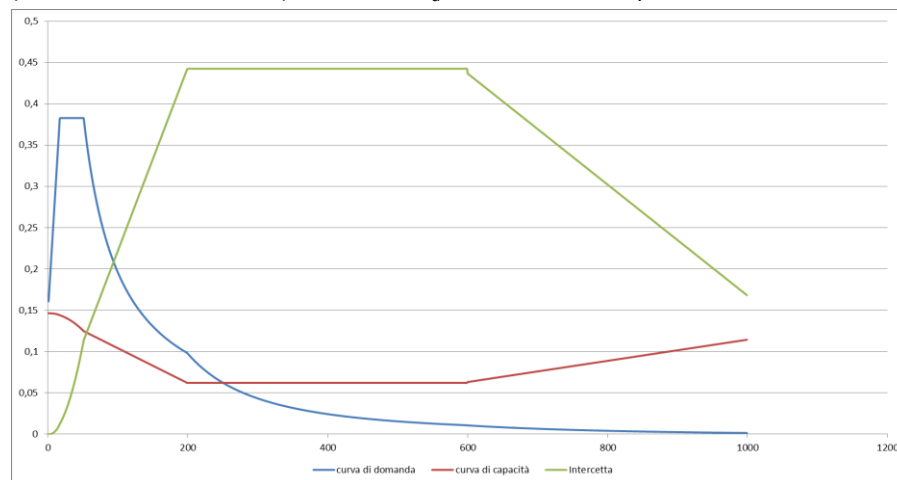


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)

Corpo C - Prospetto U

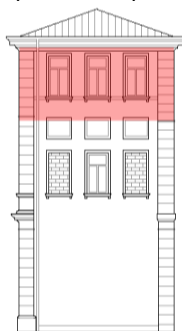


Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$ **AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)**

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$ Fattore di struttura: $q = 2$ Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$ **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,46	N	1
h_3 [m]	3,63	Z [m]	11,23
P_3 [KN]	30,0564	H_{tot} [m]	13,72
N_3 [KN]	8,8		
d_3 [m]	0,307		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI $p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri $p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media $p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti $p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	2,67	2,67

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0846
Massa partecipante:	$M^* =$	30,0564/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,5613
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1255833 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1 , p_2 , p_3 , p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,1997
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10 [g])	0,234
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,3547 m	$a^*/FC =$	0,125612
$d_0^* =$	0,1773 m	$\theta =$	11,2682°
$d_u^* =$	0,0709 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0501 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0651 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0651 \text{ m} \leq 0,0709 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: VERIFICATA}$$

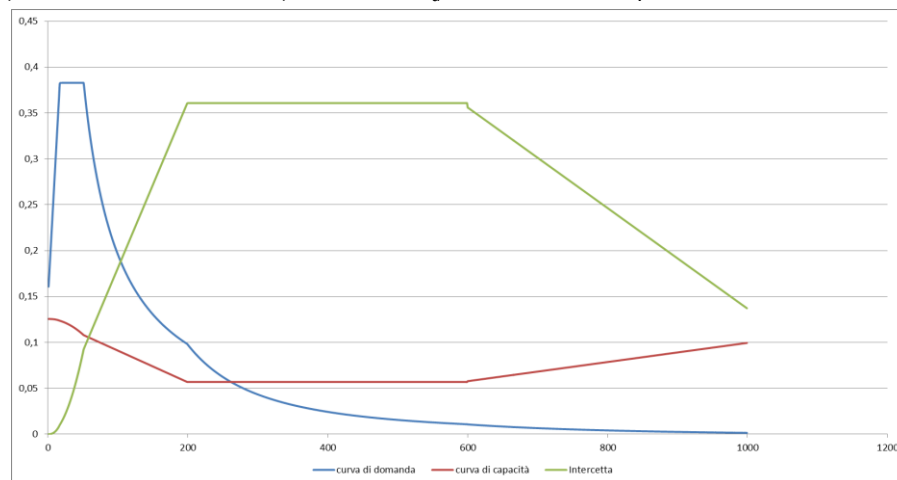


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

MECCANISMO 1.12: PARETE 3 PIANI: ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (VULNUS)

Corpo C - Prospetto V



Figura 1: Prospetto

CARATTERISTICHE DEL SUOLO (NTC 2008 - cap. 3.2.2 e 3.2.3)

Categoria di sottosuolo: C

Categoria di amplificazione topografica: $St = 1$

AZIONE SISMICA - PARAMETRI SPETTRALI (NTC 2008 - cap. 2.4 e 3.2)

Accelerazione orizzontale massima al sito:

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

Periodo di inizio del tratto a velocità costante:

	SLV	SLD
$a_g =$	0,098 g	0,043 g
$F_0 =$	2,604	2,533
$T_c^* =$	0,342	0,279

Fattore di smorzamento viscoso: $\eta = 1$

Fattore di struttura: $q = 2$

Fattore parziale di confidenza: $F_c = 1,20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
Resistenza a compressione	3,2 Mpa
Resistenza a trazione	0,076 Mpa
Densità	18 kN/m ³

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Definizione dei parametri geometrici :

b_i	spessore medio	d_i	braccio del carico
h_i	altezza della parete i-esima	N	numero di piani dell'edificio
P_i	peso proprio della parete	H_{tot}	altezza della struttura rispetto alla fondazione
N_i	carico agente sulla parete i-esima	Z	altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi

DATI DELLA PARETE E ANALISI DEI CARICHI

b_3 [KN]	0,42	N	1
h_3 [m]	3,63	Z [m]	13,23
P_3 [KN]	27,4428	H_{tot} [m]	13,72
N_3 [KN]	8,8		
d_3 [m]	0,28		

FORZA DI CONTENIMENTO DEI SOLAI

$p_1 = 1$ kN/m Solai leggeri

$p_2 = 2$ kN/m Solai con forza di contenimento media

$p_3 = 4$ kN/m Solai pesanti

$p_4 = 6$ kN/m Solai con cordolo

COMBINAZIONE SISMICA (NTC 2008 - cap. 2.5.3 e tabella 2.5.I)

$$W = G_k + 0,6Q_{kes} + 0,0Q_{kn}$$

Combinazioni di carico	Secondo piano	Ultimo piano (neve)
Sovraccarico accidentale [kN/m ²]	0,5	0,8
Area di carico [m ²]	3,72	3,72

SLD E SLU CON ANALISI LINEARE

Coefficiente di attivazione del meccanismo:	$c = a/g =$	0,0772
Massa partecipante:	$M^* =$	27,4428/g
Frazione di massa partecipante:	$e^* =$	0,456
Accelerazione spettrale del meccanismo:	$a_0^* =$	0,1410833 g

I valori di c , M^* , e^* e a_0^* risultano essere uguali variando le forze di contenimento dei solai: p_1 , p_2 , p_3 , p_4 .

STATO LIMITE DI DANNO SLD (NTC 2008):

a_g	0,043
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.7 [g])	0,0645
Accelerazione (C8A.4.8 [g])	0,2303
VERIFICATO	NO

STATO LIMITE ULTIMO SLU (NTC 2008):

a_g	0,098
S	1,5
Accelerazione (C8A.4.9 [g])	0,0735
Accelerazione (C8A.4.10[g])	0,2698
VERIFICATO	NO

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: SLV MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITA'

In base ai valori di d^* , a^* si ottengono i valori della curva di capacità e la curva di domanda, il cui grafico è riportato di seguito. Dall'analisi si ricava:

Per qualsiasi valore assunto dalle forze di contenimento ($p_1 = 1$ kN/m; $p_2 = 2$ kN/m; $p_3 = 4$ kN/m; $p_4 = 6$ kN/m):

$d_{k0} =$	0,313 m	$a^*/FC =$	0,141075
$d_0^* =$	0,1565 m	$\theta =$	9,9313°
$d_u^* =$	0,0626 m	Capacità di spostamento ultimo	
$\Delta_d =$	0,0448 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.11 - porzione a terra)	
$\Delta_d =$	0,0711 m	Domanda di spostamento ultimo (C8A.4.12 - porzione in quota)	

Risultato della verifica (in base alle NTC 2008):

$$\Delta_{d,max} = 0,0711 \text{ m} \leq 0,0626 \text{ m} = d_u^* \quad \text{La parete risulta: NON VERIFICATA}$$

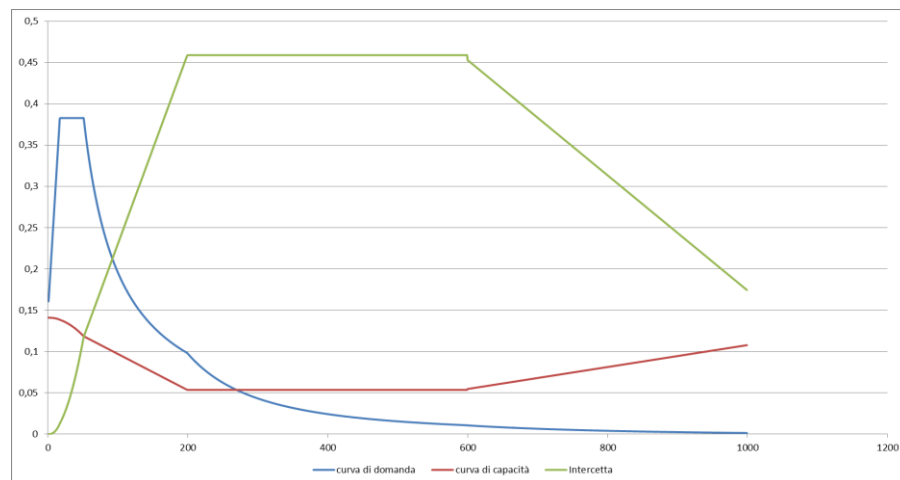


Figura 2: Grafico di verifica SLU con analisi non lineare

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE A CICLO UNICO IN
INGEGNERIA EDILE - ARCHITETTURA**

Allegati alla tesi di laurea:

**INDAGINI CONOSCITIVE E ANALISI DI VULNERABILITÀ
SISMICA DEL COMPLESSO CAVALLI: EX CASA FONTANA E
ALA SUD-EST DEL MUSEO DI GEOLOGIA E PALEONTOLOGIA**

Relatore:

Prof.ssa Ing. VALLUZZI MARIA ROSA

Correlatori:

Ing. FAVA MICHELE

Dott. Ing. MUNARI MARCO

Prof. Arch. ZAGGIA STEFANO

Laureando:

BONVENTO NICO

ANNO ACCADEMICO 2013/2014

Allegato 3:

Analisi statica non lineare: 3Muri

Verifica dei meccanismi d'insieme mediante analisi numerica:

Modello libero (LC1).....	1
Corpo A - Modello libero (LC1).....	1
Corpo B - Modello libero (LC1).....	9
Corpo C - Modello libero (LC1).....	17
Corpo D - Modello libero (LC1).....	23
Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC1).....	29
Corpo A - Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC1).....	29
Corpo C - Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC1).....	37
Corpo D - Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC1).....	43
Modello libero (LC2).....	50
Corpo B - Modello libero (LC2).....	50
Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC2).....	58
Corpo A - Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC2).....	58
Corpo C - Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC2).....	66
Corpo D - Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC2).....	72
Modello con parametri migliorati.....	79
Corpo A - Modello con parametri migliorati.....	79
Corpo B - Modello con parametri migliorati.....	92
Corpo C - Modello con parametri migliorati.....	100

VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo C – Modello libero (LC1)

Analisi più gravosa in direzione X:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
2	+X	1° Modo	0,00	0,784	1,822

$\alpha_u = 0,784$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 78,4% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 78,4% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 2,01 \text{ cm} > D_u = 1,51 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta
 $q^* = 2,03 < 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 0,74 \text{ cm} < D_d = 1,43 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 0,61 \text{ cm} < D_o = 1,43 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA' SISMICA

	TR _C							TR = costante		
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	365	712	0,513	0,94	0,74	2,63	0,33	0,788	0,73	0,784
SLD	323	75	4,307	0,42	0,74	2,63	0,33	1,689	0,76	1,822
SLO	323	45	7,178	0,35	0,74	2,63	0,33	2,036	0,79	2,289

PARAMETRI DI ANALISI

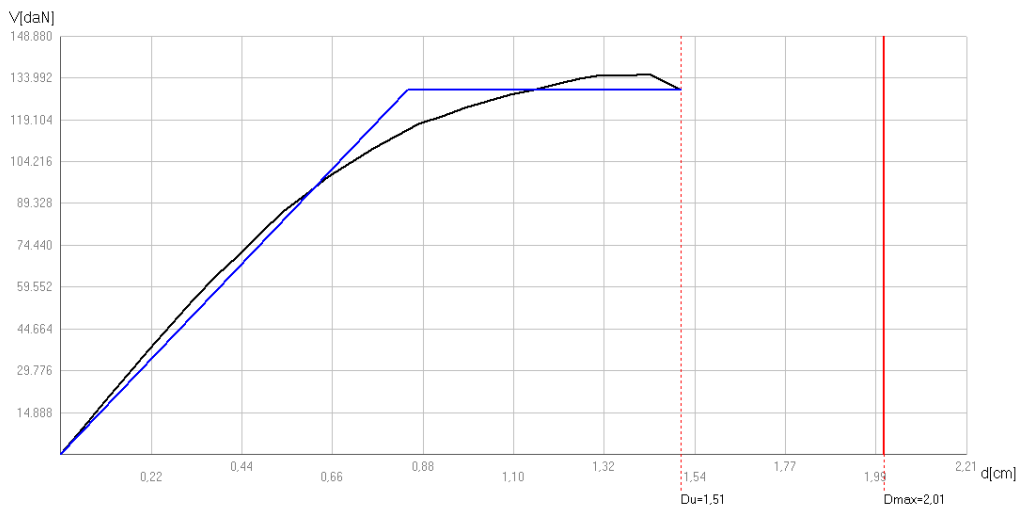
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,381 s
Massa del sistema equivalente	m* = 564.073,66 kg
Massa totale	w = 976.753,28 kg
Duttilità disponibile	1,79
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,27$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 1022,24 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 0,67 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,19 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s^2] =	0,73	0,94
a_g [g] =	0,074	0,096
T_{SLV} [anni] =	332	664
V_N [anni] =	23,32	46,64
V_R [anni] =	34,98	69,96
F_0 =	2,626	2,607
T_C^* [s] =	0,325	0,341
S_s =	1,5828	1,5501
S_s =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
PGA [g] =	0,112	0,144

$\alpha_{PGA} = 0,777$

CURVA DI CAPACITA'



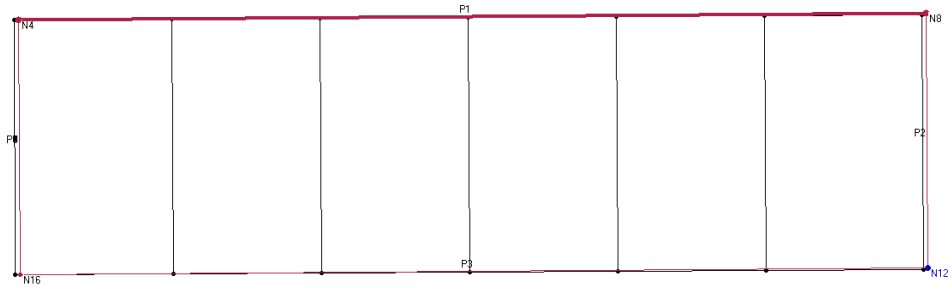
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

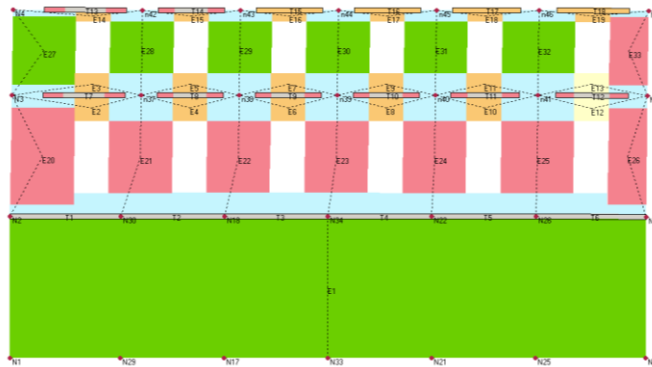
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:

Muratura	C.A.
Integro	Integro
Plastico per taglio	Rottura per taglio
Rottura per taglio	Plastico presso flessione
Plastico presso flessione	Rottura presso flessione
Rottura presso flessione	Rottura per compressione
Rottura per compressione	Rottura per trazione
Rottura per trazione	Rottura per taglio (armatura diagonale carente)
Rottura in fase elastica	

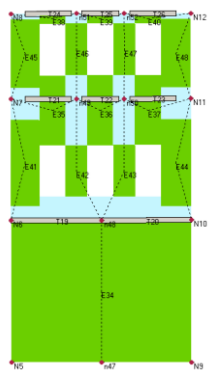
Pianta



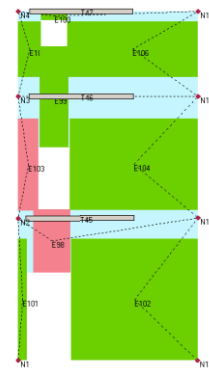
Parete 1



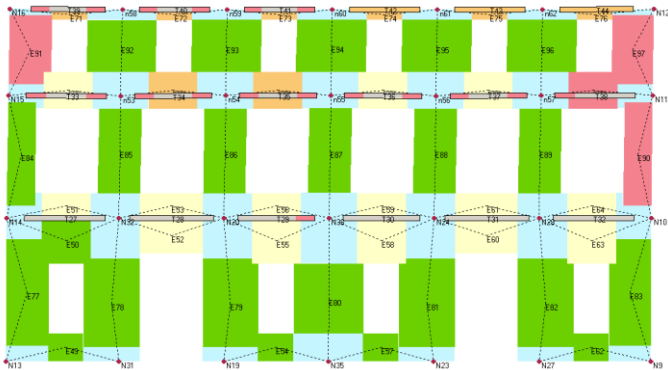
Parete 2



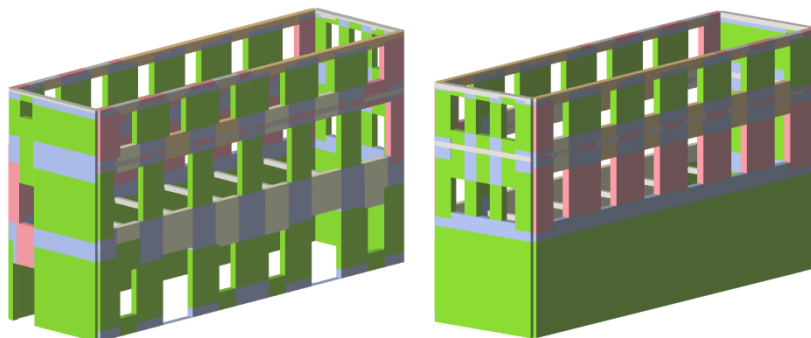
Parete 4



Parete 3



Modelli



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo C – Modello libero (LC1)

Analisi più gravosa in direzione Y:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
19	+Y	1° Modo	123,6	0,369	0,766

$\alpha_u = 0,369$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 36,9% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 36,9% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 4,61 \text{ cm} > D_u = 1,70 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta
 $q^* = 3,91 > 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 1,75 \text{ cm} > D_d = 1,34 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 1,30 \text{ cm} < D_o = 1,34 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA` SISMICA

					TR _C				TR = costante	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	70	712	0,098	0,94	0,41	2,54	0,28	0,434	0,34	0,369
SLD	47	75	0,627	0,42	0,35	2,54	0,24	0,845	0,32	0,766
SLO	47	45	1,044	0,35	0,35	2,54	0,24	1,018	0,36	1,034

PARAMETRI DI ANALISI

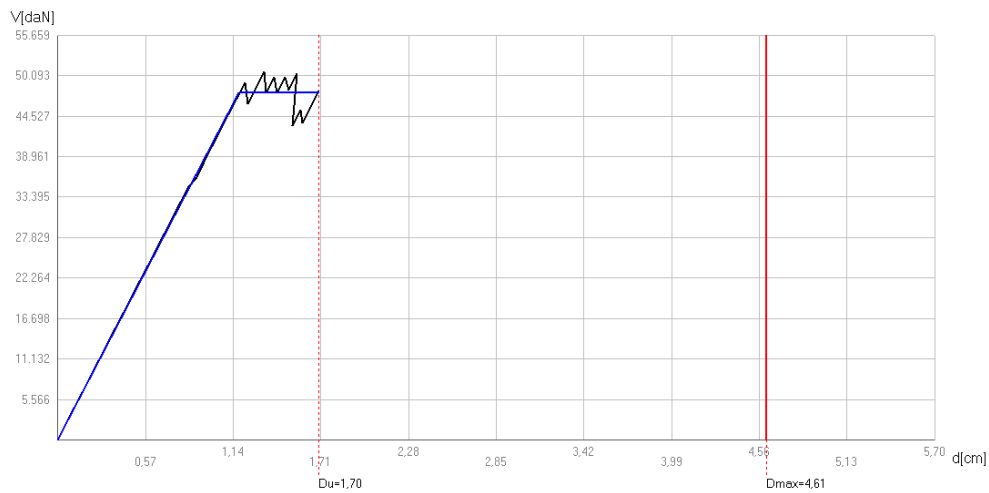
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,738 s
Massa del sistema equivalente	m* = 559.067,95 kg
Massa totale	w = 976.753,28 kg
Duttilità disponibile	1,44
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,32$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 362,89 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 0,90 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,29 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s ²] =	0,34	0,94
a_g [g] =	0,035	0,096
T_{SLV} [anni] =	42	664
V_N [anni] =	2,95	46,64
V_R [anni] =	4,43	69,96
F_0 =	2,54	2,607
T_C^* [s] =	0,236	0,341
S_S =	1,6472	1,5501
S_S =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
$PGA[g]$ =	0,052	0,144

$\alpha_{PGA} = 0,362$

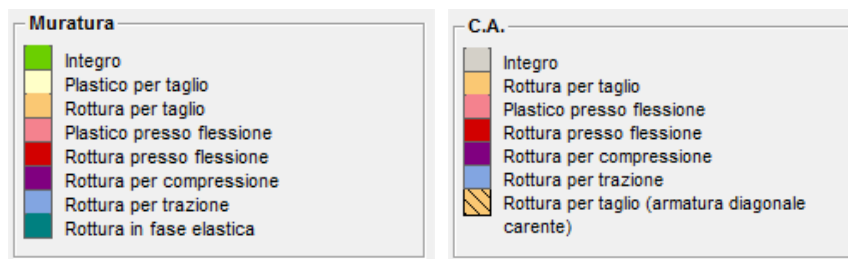
CURVA DI CAPACITA'



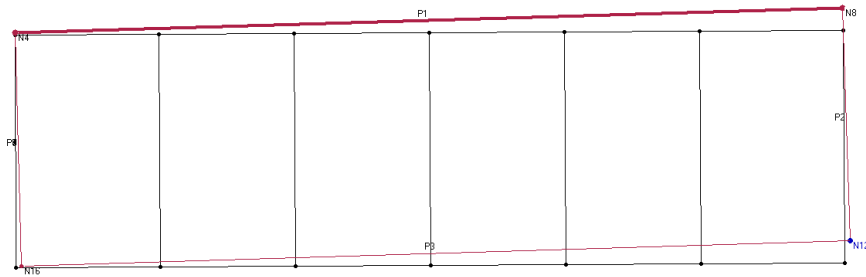
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:



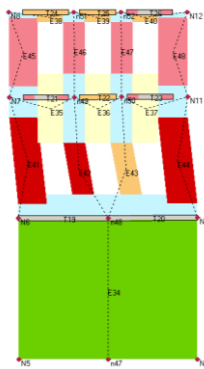
Pianta



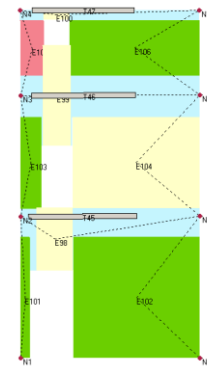
Parete 1



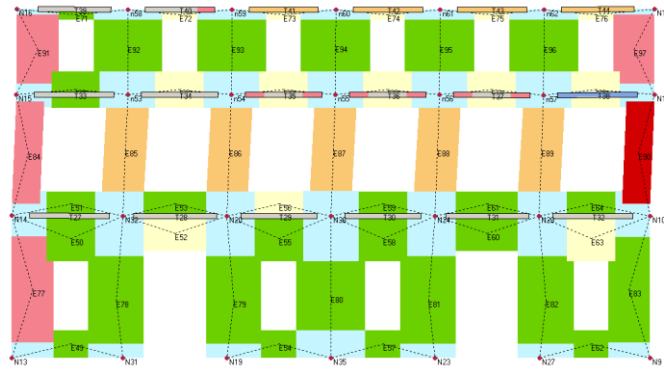
Parete 2



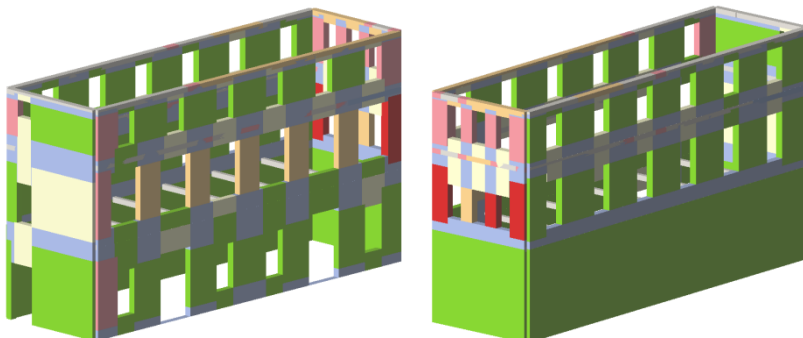
Parete 4



Parete 3



Modelli



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo D – Modello libero (LC1)

Analisi più gravosa in direzione X:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
10	+X	Masse	-292,4	0,924	1,499

$\alpha_u = 0,924$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 92,4% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 92,4% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 2,47 \text{ cm} > D_u = 2,27 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta
 $q^* = 2,27 < 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 0,95 \text{ cm} < D_d = 1,46 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 0,76 \text{ cm} \leq D_o = 1,46 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA' SISMICA

	TR _C					TR = costante				
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	563	712	0,719	0,94	0,86	2,63	0,34	0,921	0,86	0,924
SLD	200	75	2,667	0,42	0,59	2,61	0,32	1,416	0,63	1,499
SLO	200	45	4,444	0,35	0,59	2,61	0,32	1,707	0,67	1,927

PARAMETRI DI ANALISI

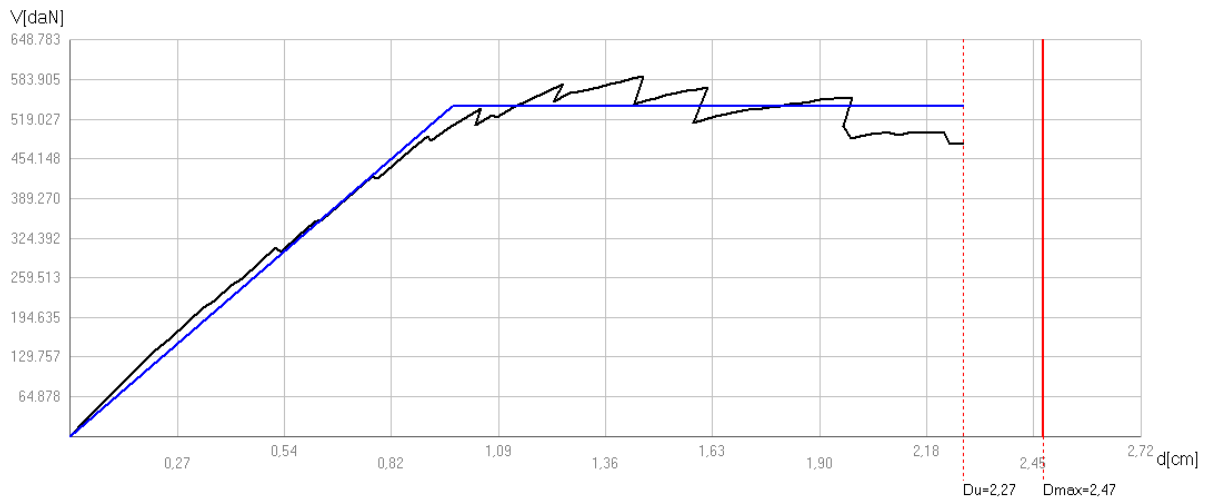
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,418 s
Massa del sistema equivalente	m* = 2.461.963,88 kg
Massa totale	w = 4.324.435,02 kg
Duttilità disponibile	2,33
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,35$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 3990,44 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 0,72 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,68 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s^2] =	0,86	0,94
a_g [g] =	0,088	0,096
T_{SLV} [anni] =	523	664
V_N [anni] =	36,74	46,64
V_R [anni] =	55,10	69,96
F_0 =	2,619	2,607
T_C^* [s] =	0,335	0,341
S_s =	1,5622	1,5501
S_s =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
PGA [g] =	0,131	0,144

$\alpha_{PGA} = 0,915$

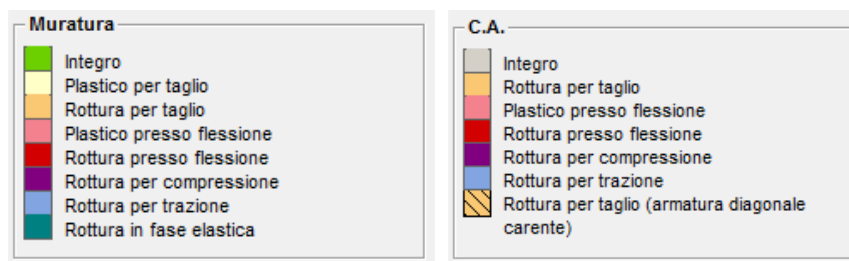
CURVA DI CAPACITA'



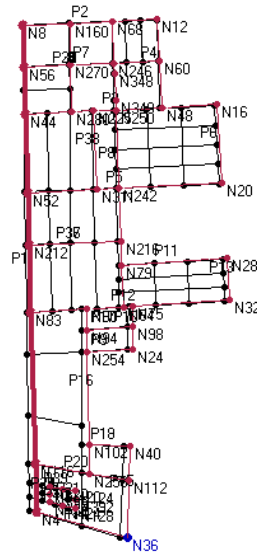
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

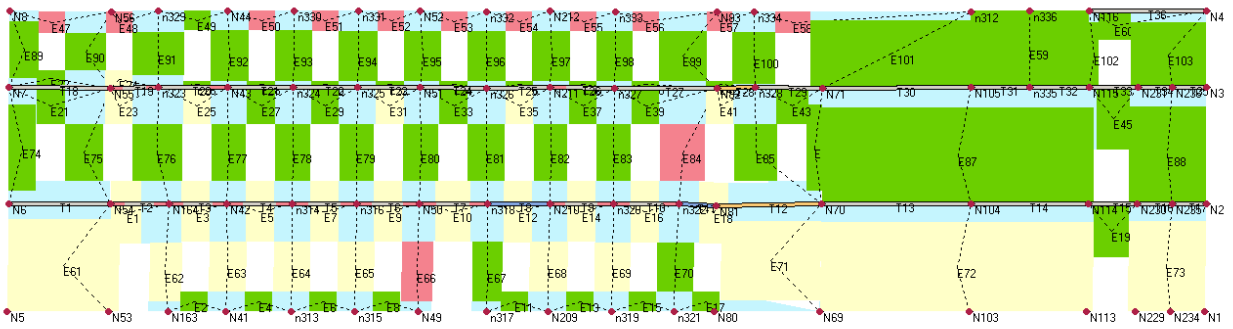
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:



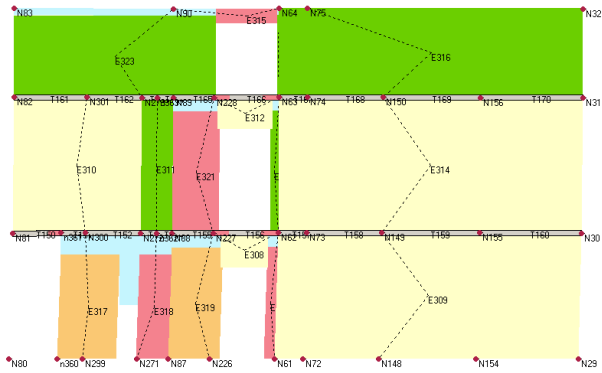
Pianta



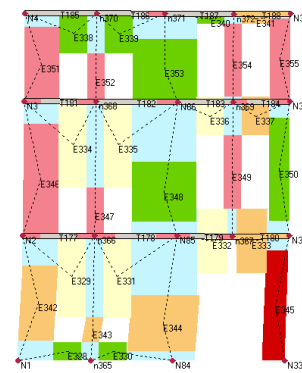
Parete 1



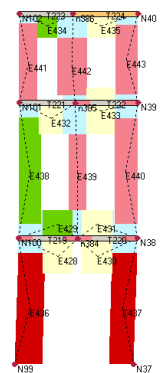
Parete 12



Parete 14



Parete 18



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo D – Modello libero (LC1)

Analisi più gravosa in direzione Y:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
5	+Y	Masse	0,0	1,096	2,165

$\alpha_u = 1,096$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 109,6% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 109,6% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 1,93 \text{ cm} < D_u = 2,15 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta
 $q^* = 1,81 < 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 0,71 \text{ cm} < D_d = 1,68 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 0,59 \text{ cm} < D_o = 1,68 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA` SISMICA

					TR _C				TR = costante	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	899	712	1,263	0,94	1,02	2,62	0,35	1,086	1,02	1,096
SLD	502	75	6,693	0,42	0,83	2,63	0,34	1,983	0,90	2,165
SLO	502	45	11,156	0,35	0,83	2,63	0,34	2,390	0,95	2,732

PARAMETRI DI ANALISI

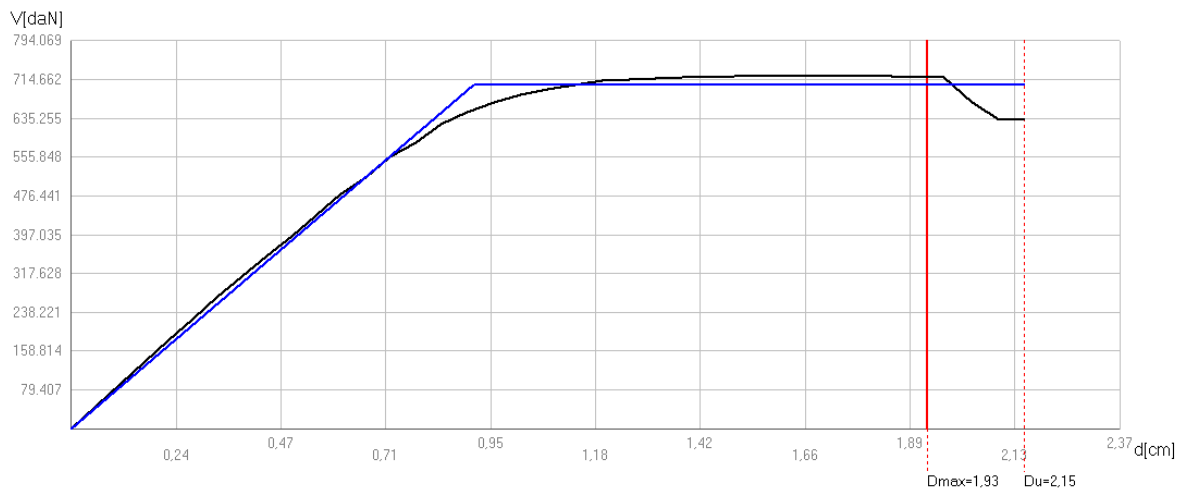
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,366 s
Massa del sistema equivalente	m* = 2.640.579,44 kg
Massa totale	w = 4.324.435,02 kg
Duttilità disponibile	2,37
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,31$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 5357,23 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 0,69 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,64 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s^2] =	1,02	0,94
a_g [g] =	0,104	0,096
T_{SLV} [anni] =	835	664
V_N [anni] =	58,65	46,64
V_R [anni] =	87,98	69,96
F_0 =	2,596	2,607
T_C^* [s] =	0,346	0,341
S_S =	1,5380	1,5501
S_S =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
$PGA[g]$ =	0,156	0,144

$\alpha_{PGA} = 1,085$

CURVA DI CAPACITA'



ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:

Muratura	C.A.
■ Integro	■ Integro
■ Plastico per taglio	■ Rottura per taglio
■ Rottura per taglio	■ Plastico presso flessione
■ Plastico presso flessione	■ Rottura presso flessione
■ Rottura presso flessione	■ Rottura per compressione
■ Rottura per compressione	■ Rottura per trazione
■ Rottura per trazione	■ Rottura per taglio (armatura diagonale carente)
■ Rottura in fase elastica	

VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo C – Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC1)

Analisi più gravosa in direzione X:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
12	+X	1° Modo	-35,4	0,857	1,911

$\alpha_u = 0,857$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 85,7% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 85,7% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 1,89 \text{ cm} > D_u = 1,57 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta
 $q^* = 1,90 < 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 0,69 \text{ cm} < D_d = 1,42 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 0,57 \text{ cm} < D_o = 1,42 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA` SISMICA

	TR _C							TR = costante		
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	455	712	0,639	0,94	0,80	2,63	0,34	0,854	0,80	0,857
SLD	369	75	4,920	0,42	0,74	2,63	0,33	1,774	0,80	1,911
SLO	369	45	8,200	0,35	0,74	2,63	0,33	2,138	0,83	2,398

PARAMETRI DI ANALISI

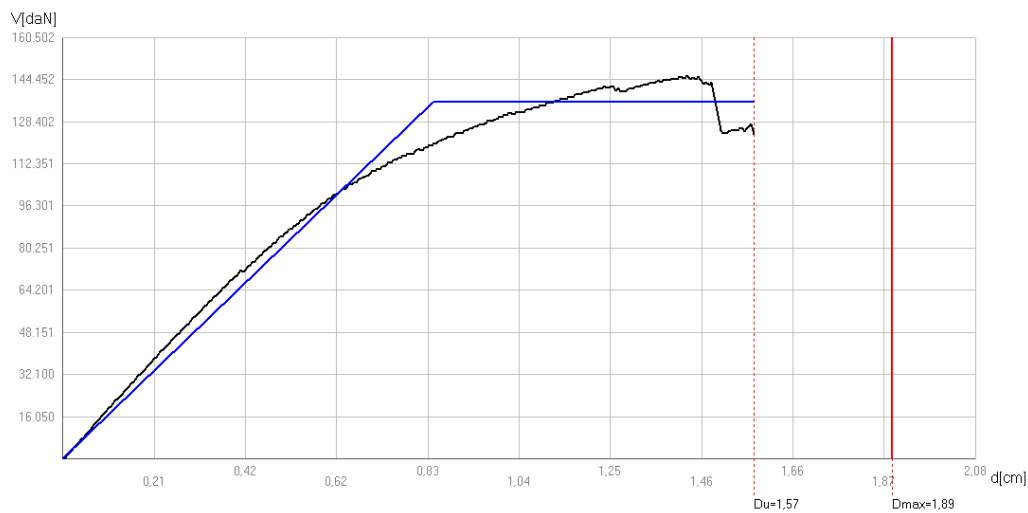
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,368 s
Massa del sistema equivalente	m* = 554.197,58 kg
Massa totale	w = 976.820,41 kg
Duttilità disponibile	1,87
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,27$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 1072,84 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 0,67 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,24 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s^2] =	0,83	0,94
a_g [g] =	0,085	0,096
T_{SLV} [anni]	475	664
=		
V_N [anni] =	33,36	46,64
V_R [anni] =	50,05	69,96
F_0 =	2,627	2,607
T_c^* [s] =	0,333	0,341
S_s =	1,5666	1,5501
S_s =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
PGA [g] =	0,127	0,144

$\alpha_{PGA} = 0,883$

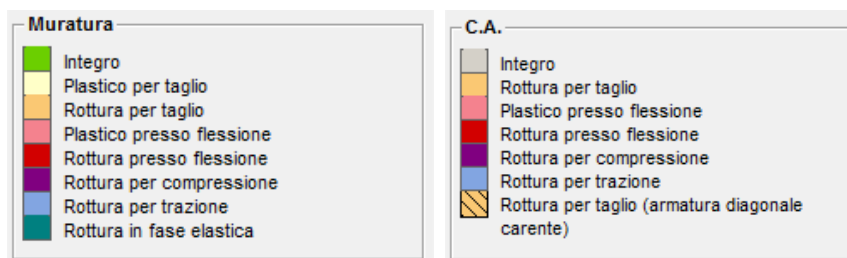
CURVA DI CAPACITA'



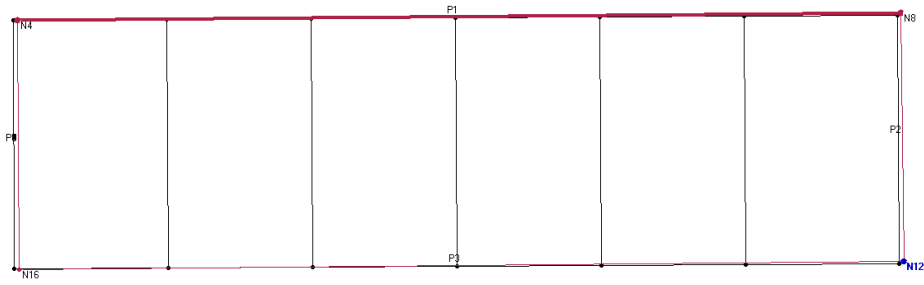
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

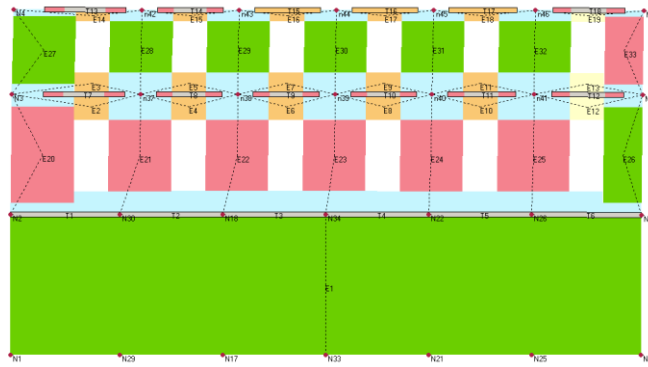
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:



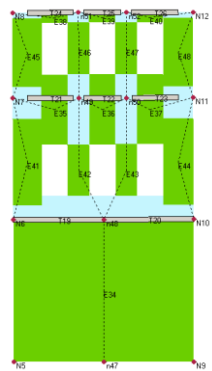
Pianta



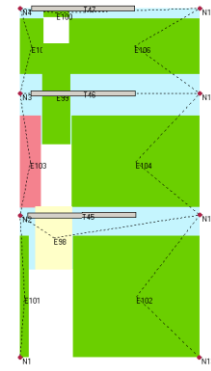
Parete 1



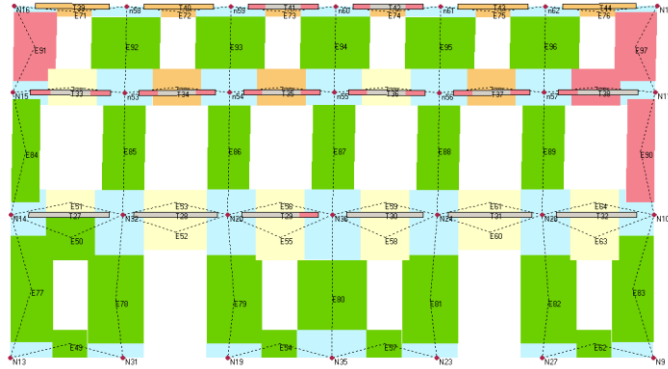
Parete 2



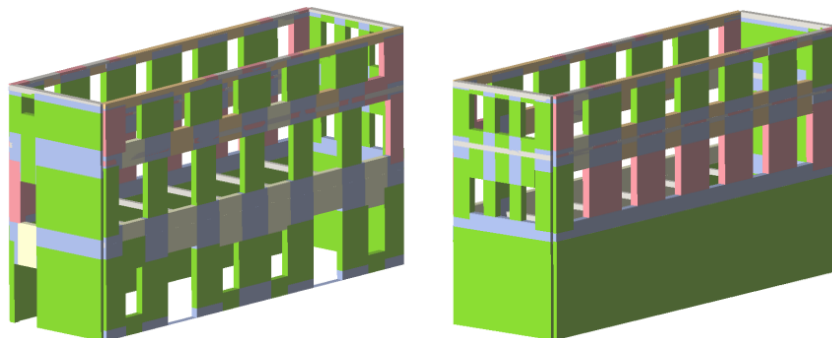
Parete 4



Parete 3



Modelli



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo C – Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC1)

Analisi più gravosa in direzione Y:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
24	-Y	1° Modo	-123,6	0,356	0,936

$\alpha_u = 0,356$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 35,6% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 35,6% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 4,79 \text{ cm} > D_u = 1,70 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta
 $q^* = 3,64 > 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 1,82 \text{ cm} > D_d = 1,70 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 1,35 \text{ cm} < D_o = 1,70 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA` SISMICA

					TR _C				TR = costante	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	67	712	0,094	0,94	0,40	2,54	0,27	0,428	0,33	0,356
SLD	67	75	0,893	0,42	0,40	2,54	0,27	0,960	0,39	0,936
SLO	67	45	1,489	0,35	0,40	2,54	0,27	1,157	0,44	1,264

PARAMETRI DI ANALISI

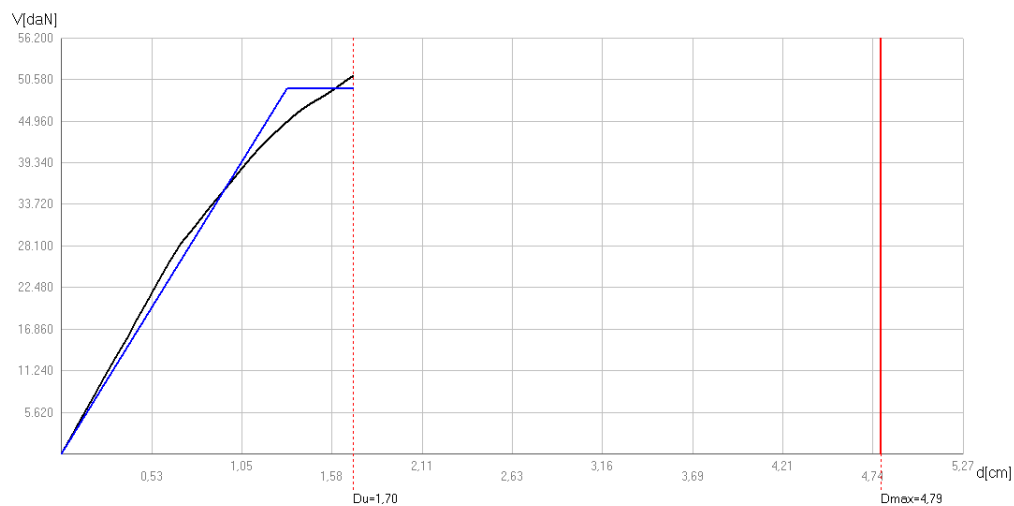
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,767 s
Massa del sistema equivalente	m* = 559.203,35 kg
Massa totale	w = 976.820,41 kg
Duttilità disponibile	1,30
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,32$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 375,04 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 1,00 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,30 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s ²] =	0,33	0,94
a_g [g] =	0,034	0,096
T_{SLV} [anni] =	39	664
V_N [anni] =	2,74	46,64
V_R [anni] =	4,11	69,96
F_0 =	2,535	2,607
T_C^* [s] =	0,231	0,341
S_s =	1,6488	1,5501
S_s =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
$PGA[g]$ =	0,050	0,144

$\alpha_{PGA} = 0,351$

CURVA DI CAPACITA'



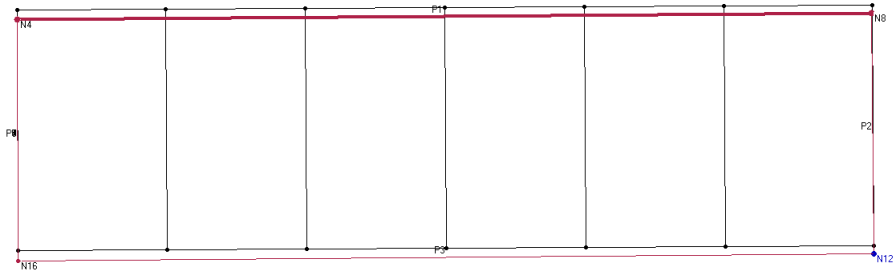
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

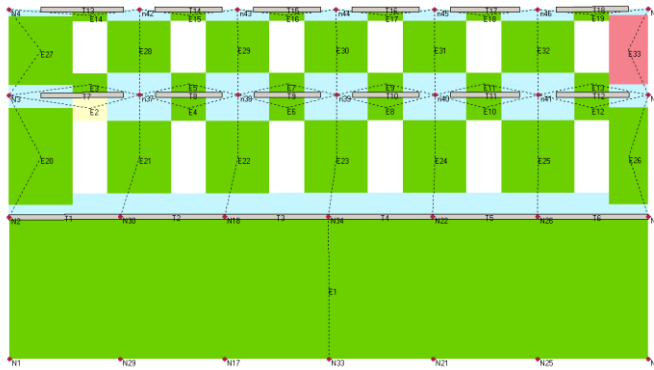
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:

Muratura	C.A.
Integro	Integro
Plastico per taglio	Rottura per taglio
Rottura per taglio	Plastico presso flessione
Plastico presso flessione	Rottura presso flessione
Rottura presso flessione	Rottura per compressione
Rottura per compressione	Rottura per trazione
Rottura per trazione	Rottura per taglio (armatura diagonale carente)
Rottura in fase elastica	

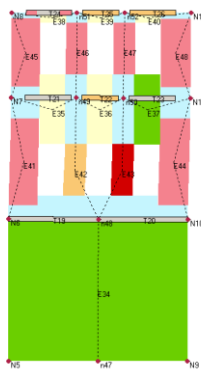
Pianta



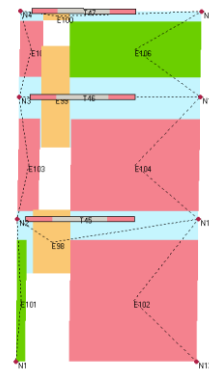
Parete 1



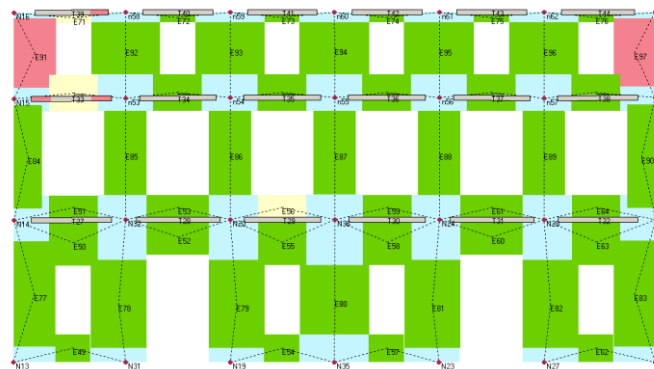
Parete 2



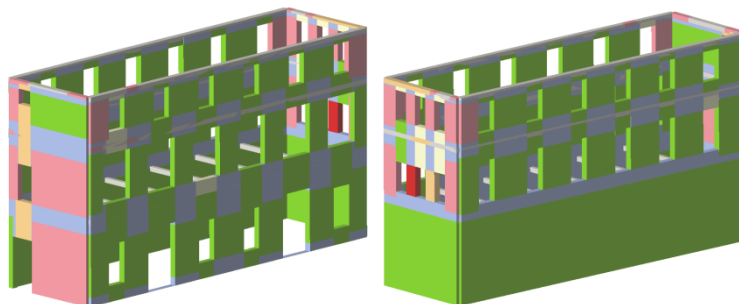
Parete 4



Parete 3



Modelli



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo D – Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC1)

Analisi più gravosa in direzione X:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
10	+X	Masse	-292,4	0,966	1,882

$\alpha_u = 0,966$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 96,6% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 96,6% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 2,41 \text{ cm} > D_u = 2,32 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta
 $q^* = 2,05 < 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 0,93 \text{ cm} < D_d = 1,80 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 0,74 \text{ cm} < D_o = 1,51 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA' SISMICA

	TR _C						TR = costante			
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	640	712	0,899	0,94	0,90	2,63	0,34	0,963	0,90	0,966
SLD	350	75	4,667	0,42	0,72	2,63	0,33	1,739	0,78	1,882
SLO	233	45	5,178	0,35	0,62	2,62	0,32	1,806	0,70	2,027

PARAMETRI DI ANALISI

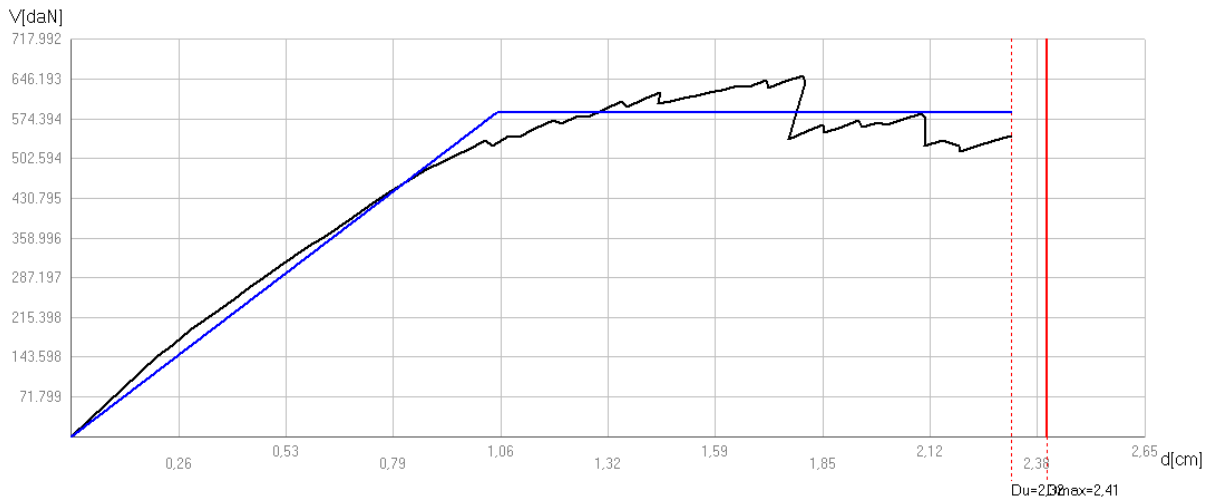
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,415 s
Massa del sistema equivalente	m* = 2.435.134,80 kg
Massa totale	w = 4.321.998,82 kg
Duttilità disponibile	2,2
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,35$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 4358,51 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 0,78 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,72 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s^2] =	0,90	0,94
a_g [g] =	0,092	0,096
T_{SLV} [anni] =	603	664
V_N [anni] =	42,35	46,64
V_R [anni] =	63,53	69,96
F_0 =	2,612	2,607
T_C^* [s] =	0,339	0,341
S_s =	1,5562	1,5501
S_s =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
$PGA[g]$ =	0,138	0,144

$\alpha_{PGA} = 0,957$

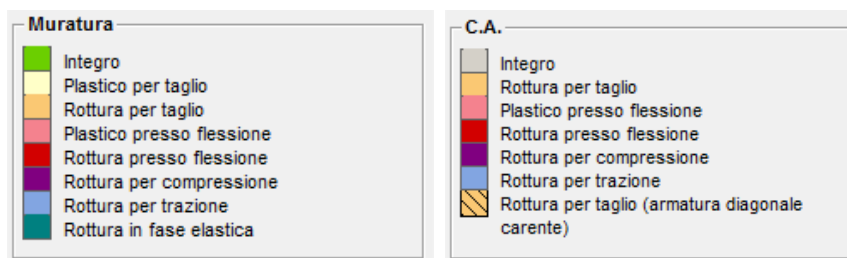
CURVA DI CAPACITA`



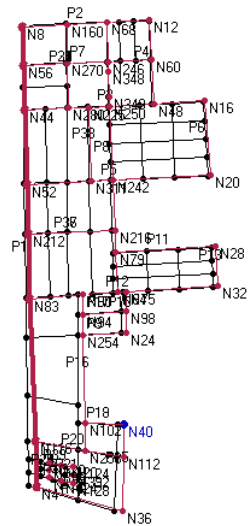
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

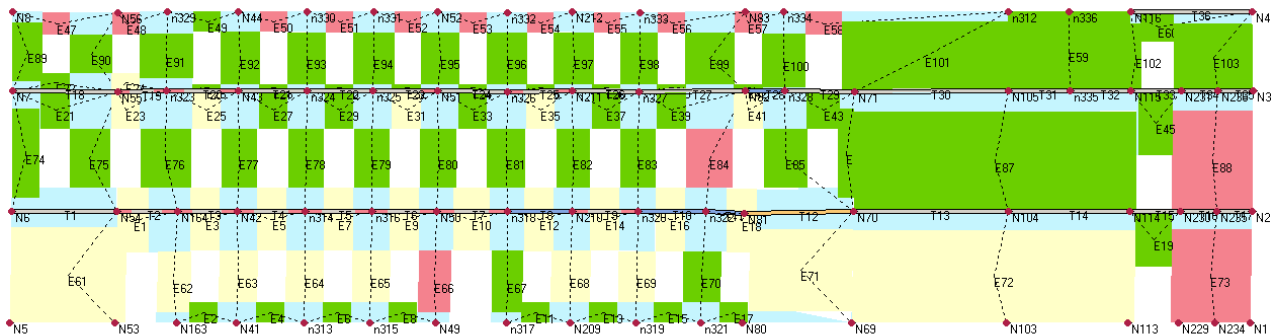
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:



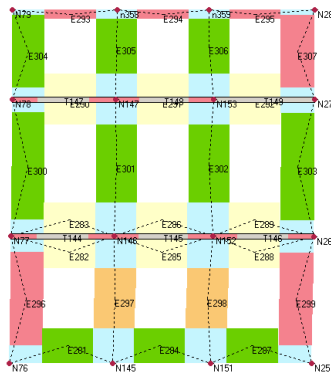
Pianta



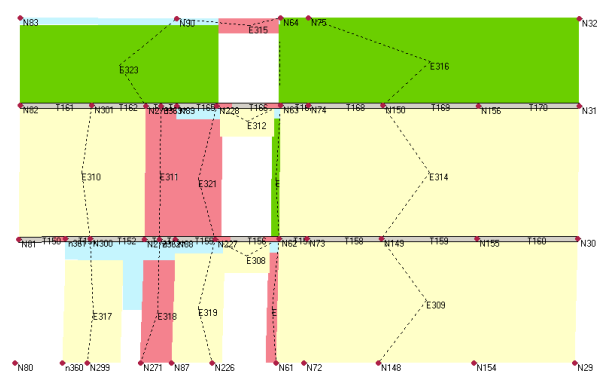
Parete 1



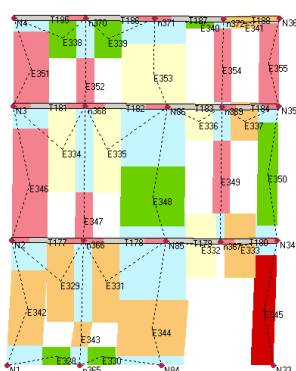
Parete 11



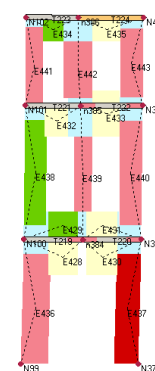
Parete 12



Parete 14



Parete 18



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo D – con vincoli cedevoli elasticamente (LC1)

Analisi più gravosa in direzione Y:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
18	+Y	Masse	-114,1	1,102	2,175

$\alpha_u = 1,102$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 110,2% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 110,2% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 1,92 \text{ cm} < D_u = 2,15 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta
 $q^* = 1,79 < 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 0,70 \text{ cm} < D_d = 1,68 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 0,59 \text{ cm} < D_o = 1,67 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA` SISMICA

					TR _C				TR = costante	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	913	712	1,282	0,94	1,02	2,62	0,35	1,091	1,03	1,102
SLD	508	75	6,773	0,42	0,83	2,63	0,32	1,993	0,91	2,175
SLO	508	45	11,289	0,35	0,83	2,63	0,32	2,401	0,95	2,743

PARAMETRI DI ANALISI

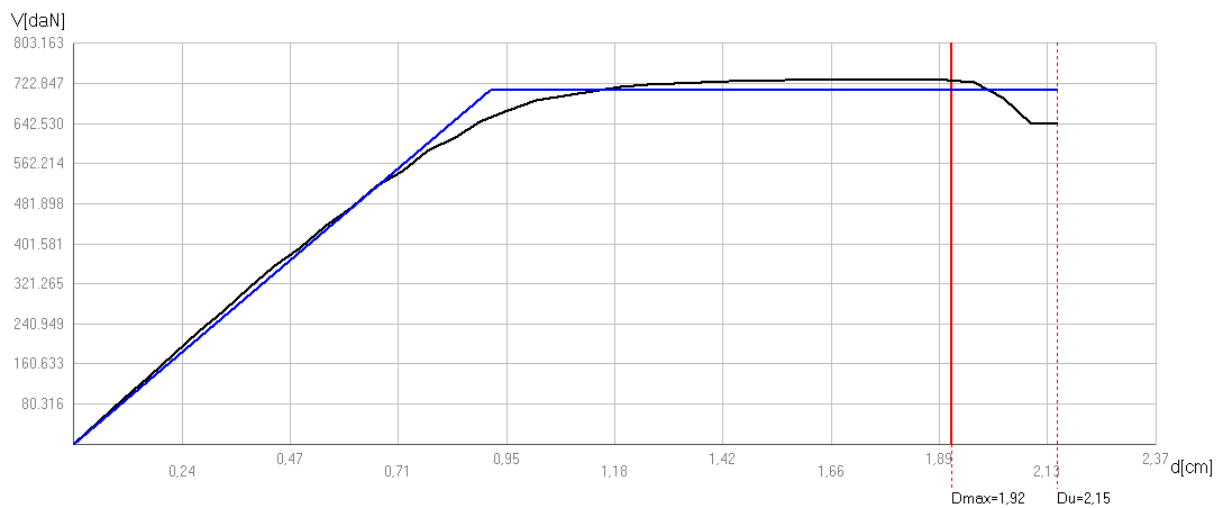
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,365 s
Massa del sistema equivalente	m* = 2.637.893,99 kg
Massa totale	w = 4.321.998,82 kg
Duttilità disponibile	2,36
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,31$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 5400,84 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 0,69 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,64 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s^2] =	1,03	0,94
a_g [g] =	0,105	0,096
T_{SLV} [anni] =	855	664
V_N [anni] =	60,06	46,64
V_R [anni] =	90,08	69,96
F_0 =	2,595	2,607
T_C^* [s] =	0,347	0,341
S_S =	1,5365	1,5501
S_S =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
$PGA[g]$ =	0,157	0,144

$\alpha_{PGA} = 1,096$

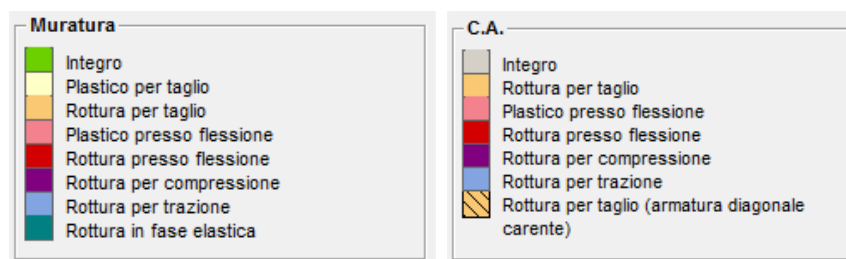
CURVA DI CAPACITA'



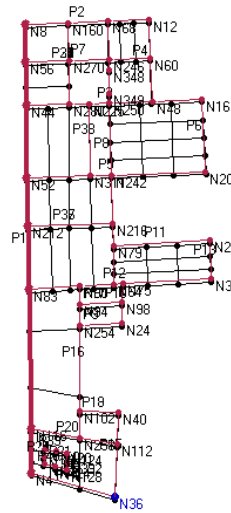
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

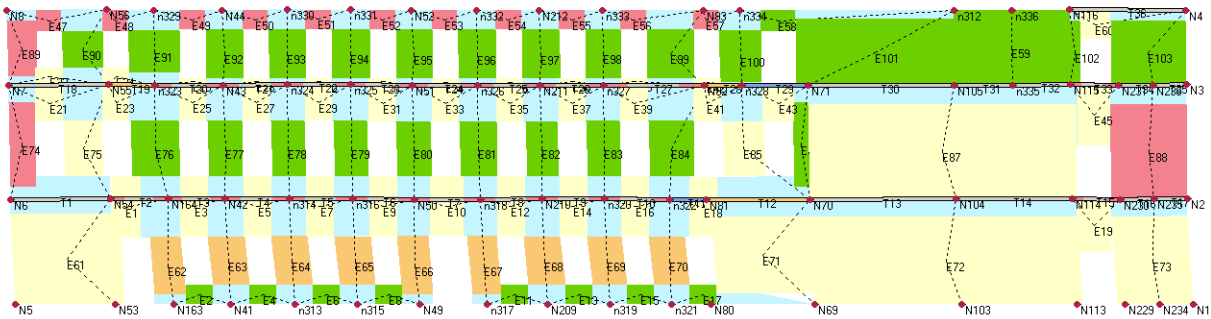
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:



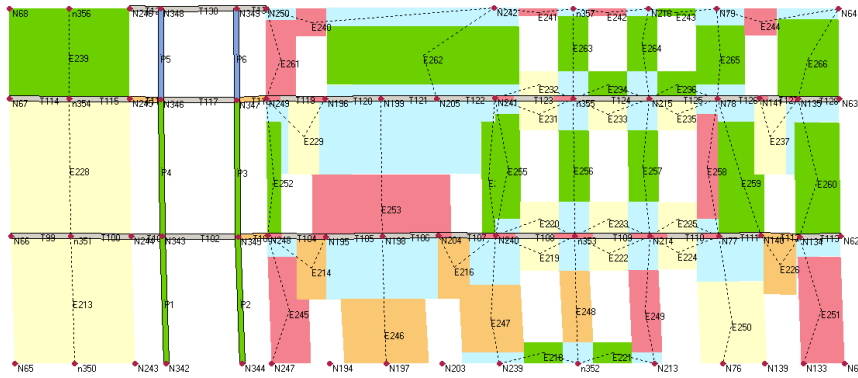
Pianta



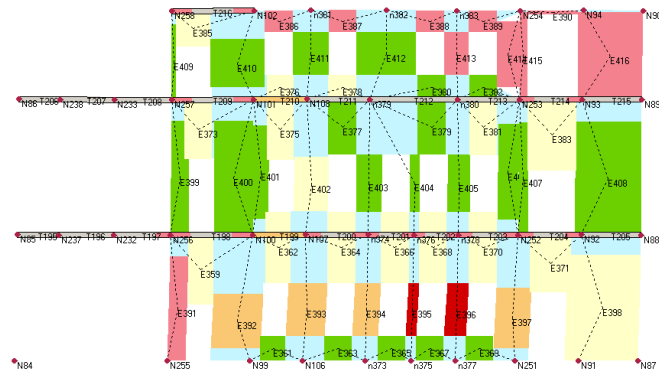
Parete 1



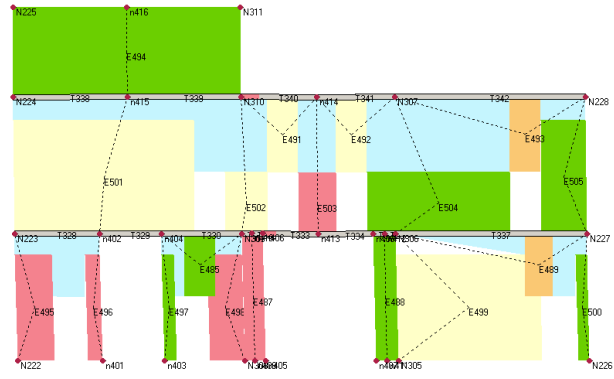
Parete 8



Parete 16



Parete 38



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo C – Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC2)

Analisi più gravosa in direzione X:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
11	+X	1° Modo	+35,4	0,947	2,036

$\alpha_u = 0,947$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 94,7% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 94,7% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 1,69 \text{ cm} > D_u = 1,57 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta
 $q^* = 1,57 < 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 0,62 \text{ cm} < D_d = 1,37 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 0,52 \text{ cm} < D_o = 1,37 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA` SISMICA

	TR _C								TR = costante	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	602	712	0,846	0,94	0,88	2,63	0,34	0,943	0,89	0,947
SLD	449	75	5,987	0,42	0,79	2,63	0,33	1,906	0,85	2,036
SLO	449	45	9,978	0,35	0,79	2,63	0,33	2,297	0,87	2,528

PARAMETRI DI ANALISI

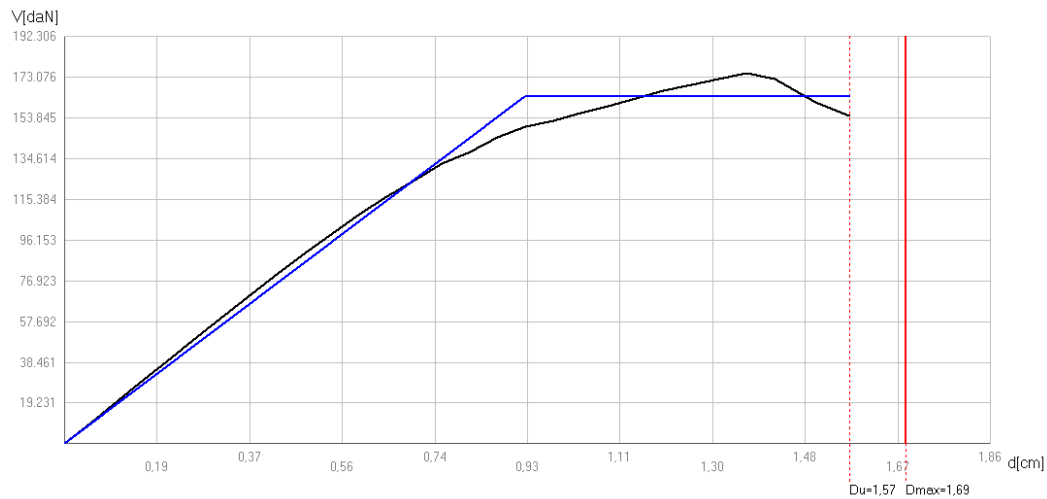
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,350 s
Massa del sistema equivalente	m* = 554.197,60 kg
Massa totale	w = 976.820,40 kg
Duttilità disponibile	1,71
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,27$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 1296,06 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 0,73 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,24 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s ²] =	0,89	0,94
a_g [g] =	0,091	0,096
T_{SLV} [anni] =	585	664
V_N [anni] =	41,09	46,64
V_R [anni] =	61,64	69,96
F_0 =	2,613	2,607
T_C^* [s] =	0,338	0,341
S_s =	1,5578	1,5501
S_s =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
PGA [g] =	0,136	0,144

$\alpha_{PGA} = 0,947$

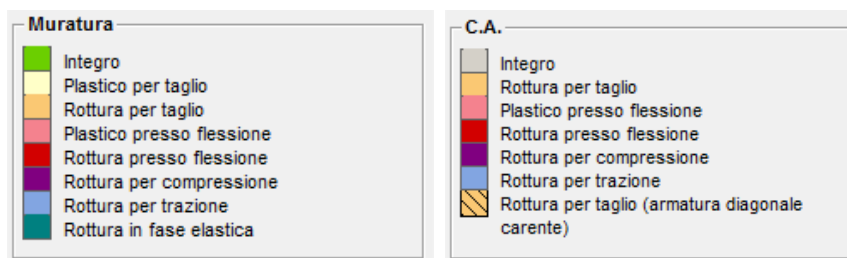
CURVA DI CAPACITA`



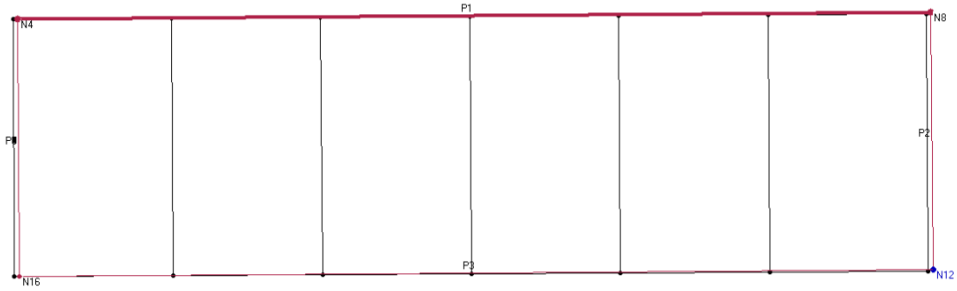
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell’edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

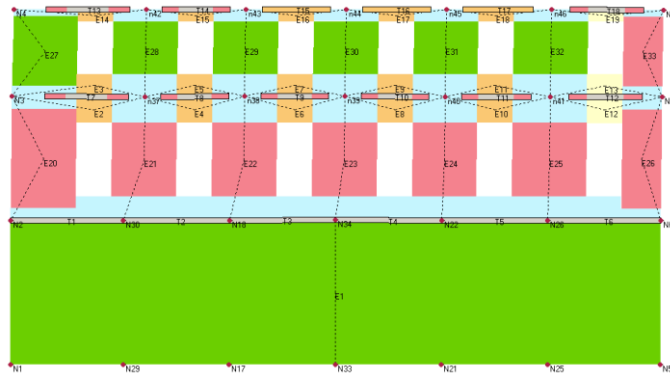
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:



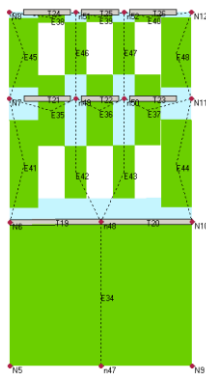
Pianta



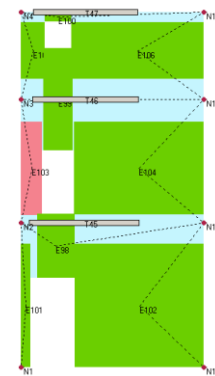
Parete 1



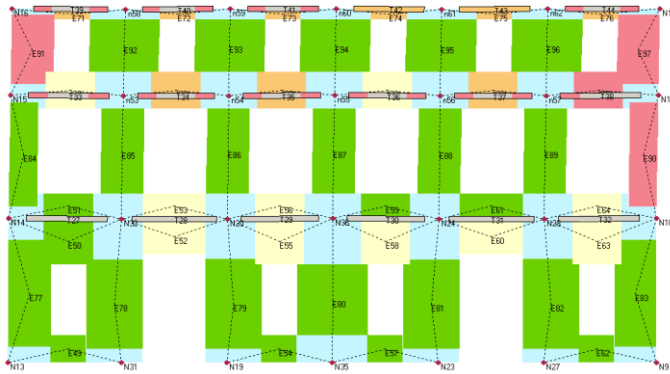
Parete 2



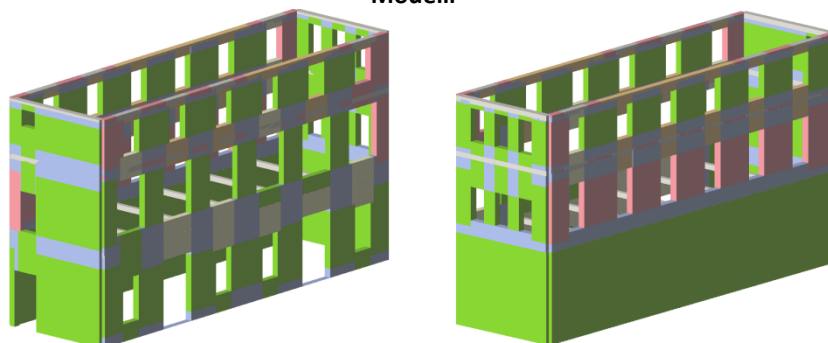
Parete 4



Parete 3



Modelli



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo C – Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC2)

Analisi più gravosa in direzione Y:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
19	+Y	1° Modo	+123,6	0,422	0,856

$\alpha_u = 0,422$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 42,2% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 42,2% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 4,62 \text{ cm} > D_u = 1,95 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta
 $q^* = 3,40 > 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 1,75 \text{ cm} > D_d = 1,50 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 1,30 \text{ cm} < D_o = 1,50 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA` SISMICA

					TR _C				TR = costante	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	97	712	0,136	0,94	0,46	2,50	0,29	0,493	0,39	0,422
SLD	56	75	0,747	0,42	0,38	2,54	0,26	0,901	0,36	0,856
SLO	56	45	1,244	0,35	0,38	2,54	0,26	1,086	0,40	1,156

PARAMETRI DI ANALISI

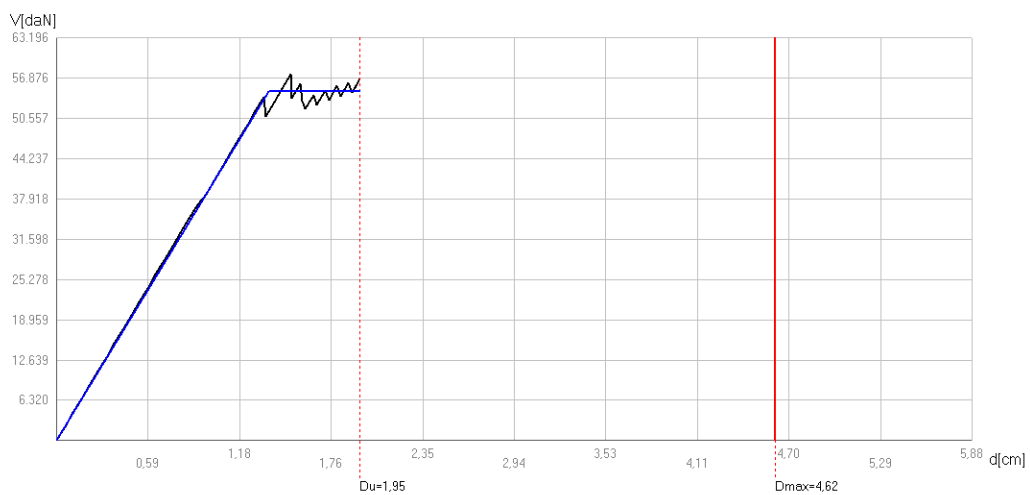
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,740 s
Massa del sistema equivalente	m* = 559.203,35 kg
Massa totale	w = 976.820,40 kg
Duttilità disponibile	1,43
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,32$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 417,01 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 1,03 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,48 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s ²] =	0,39	0,94
a_g [g] =	0,040	0,096
T_{SLV} [anni] =	60	664
V_N [anni] =	4,21	46,64
V_R [anni] =	6,32	69,96
F_0 =	2,544	2,607
T_C^* [s] =	0,263	0,341
S_S =	1,6393	1,5501
S_S =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
$PGA[g]$ =	0,060	0,144

$\alpha_{PGA} = 0,415$

CURVA DI CAPACITA'



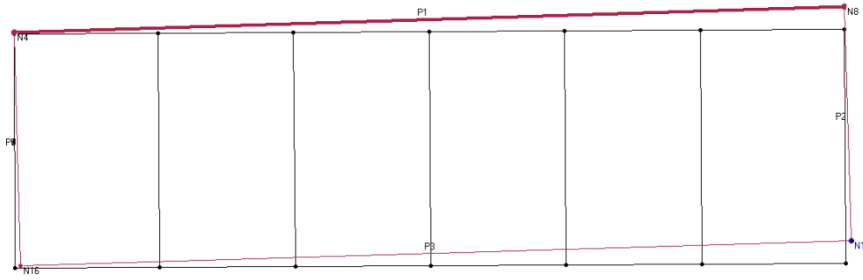
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

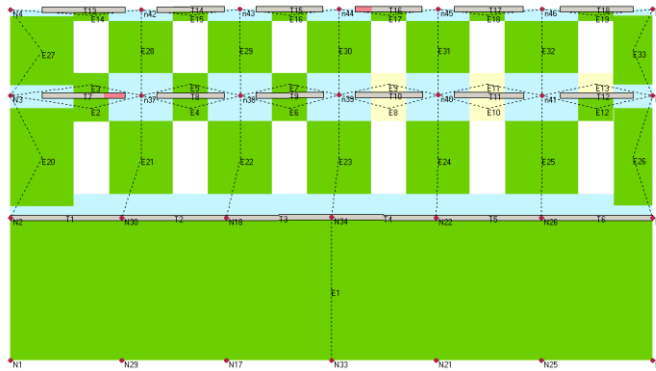
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:

Muratura	C.A.
Integro	Integro
Plastico per taglio	Rottura per taglio
Rottura per taglio	Plastico presso flessione
Plastico presso flessione	Rottura presso flessione
Rottura presso flessione	Rottura per compressione
Rottura per compressione	Rottura per trazione
Rottura per trazione	Rottura per taglio (armatura diagonale carente)
Rottura in fase elastica	

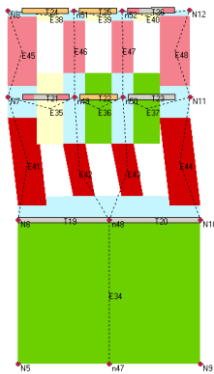
Pianta



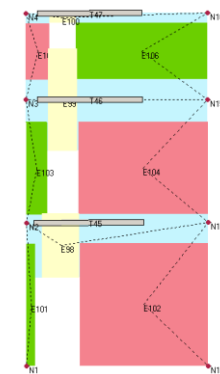
Parete 1



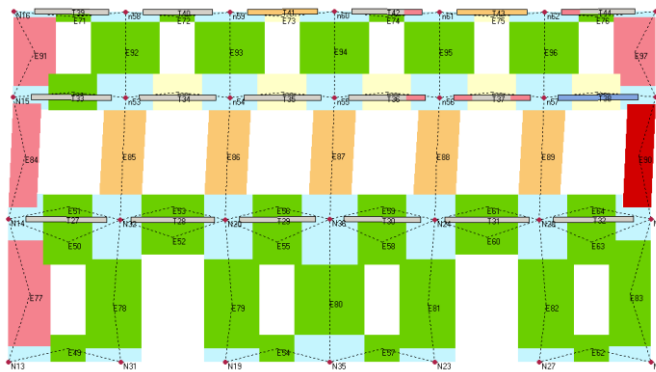
Parete 2



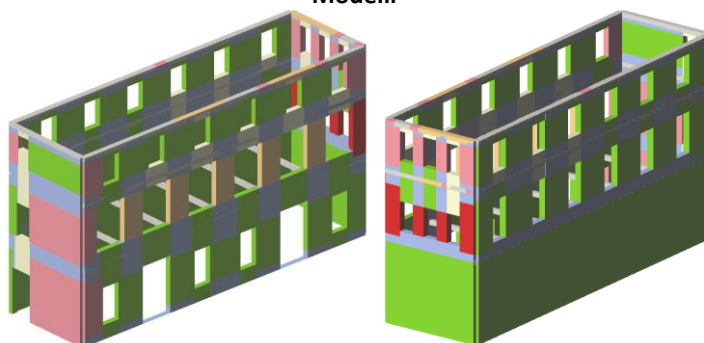
Parete 4



Parete 3



Modelli



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo D – Modello con vincoli cedevoli elasticamente (LC2)

Analisi più gravosa in direzione X:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
12	+X	1° Modo	-292,4	1,022	1,702

$\alpha_u = 1,022$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 102,2% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 102,2% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 2,70 \text{ cm} < D_u = 2,76 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta
 $q^* = 1,81 < 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 1,10 \text{ cm} < D_d = 1,86 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 0,81 \text{ cm} < D_o = 1,36 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA' SISMICA

					TR _C				TR = costante	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	739	712	1,038	0,94	0,95	2,62	0,35	1,014	0,96	1,022
SLD	283	75	3,773	0,42	0,67	2,62	0,32	1,609	0,71	1,702
SLO	132	45	2,933	0,35	0,52	2,52	0,31	1,494	0,58	1,671

PARAMETRI DI ANALISI

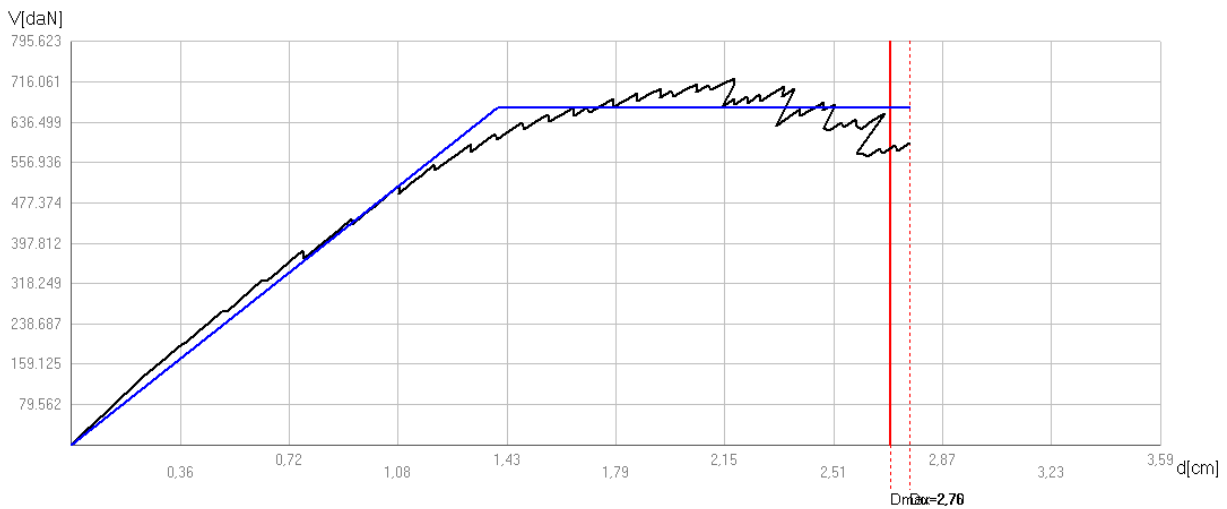
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,451 s
Massa del sistema equivalente	m* = 2.434.593,96 kg
Massa totale	w = 4.321.998,82 kg
Duttilità disponibile	1,97
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,35$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 4931,02 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 1,04 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 2,05 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s^2] =	0,96	0,94
a_g [g] =	0,098	0,096
T_{SLV} [anni] =	721	664
V_N [anni] =	50,64	46,64
V_R [anni] =	75,96	69,96
F_0 =	2,603	2,607
T_C^* [s] =	0,343	0,341
S_s =	1,5472	1,5501
S_s =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
PGA [g] =	0,147	0,144

$\alpha_{PGA} = 1,021$

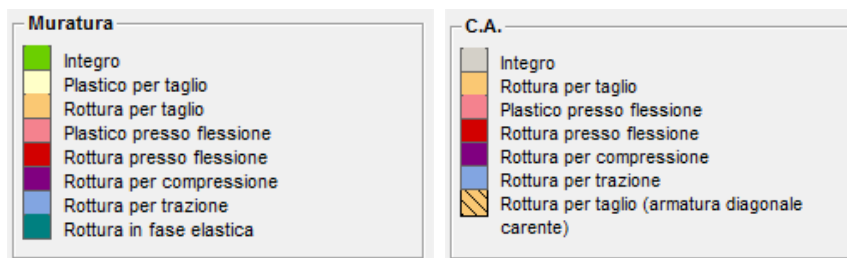
CURVA DI CAPACITA`



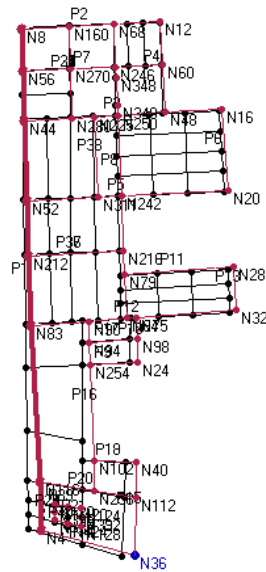
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

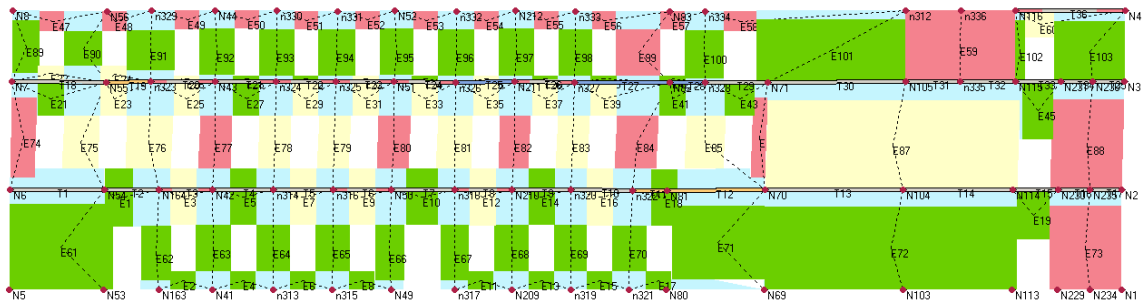
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:



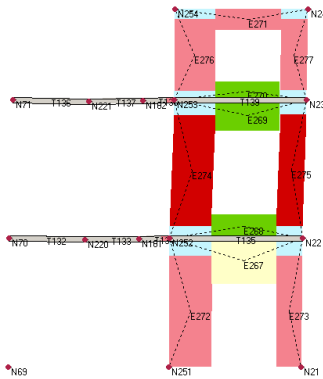
Pianta



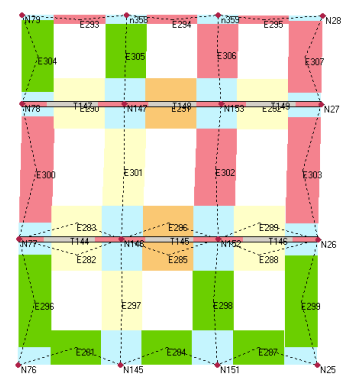
Parete 1



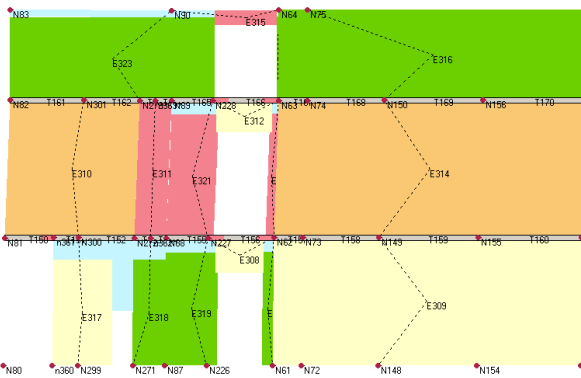
Parete 9



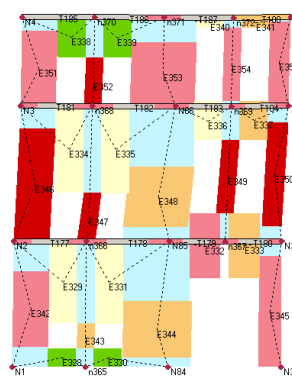
Parete 11



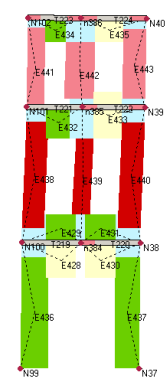
Parete 12



Parete 14



Parete 18



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo D – con vincoli cedevoli elasticamente (LC2)

Analisi più gravosa in direzione Y:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
21	-Y	Masse	114,1	1,159	2,329

$\alpha_u = 1,159$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 115,9% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 115,9% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 1,89 \text{ cm} < D_u = 2,26 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta
 $q^* = 1,56 < 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 0,72 \text{ cm} < D_d = 1,80 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 0,60 \text{ cm} < D_o = 1,80 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA` SISMICA

					TR _C				TR = costante	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	1077	712	1,513	0,94	1,08	2,61	0,35	1,154	1,08	1,159
SLD	628	75	8,373	0,42	0,89	2,63	0,34	2,145	0,97	2,329
SLO	628	45	13,956	0,35	0,89	2,63	0,34	2,586	1,01	2,922

PARAMETRI DI ANALISI

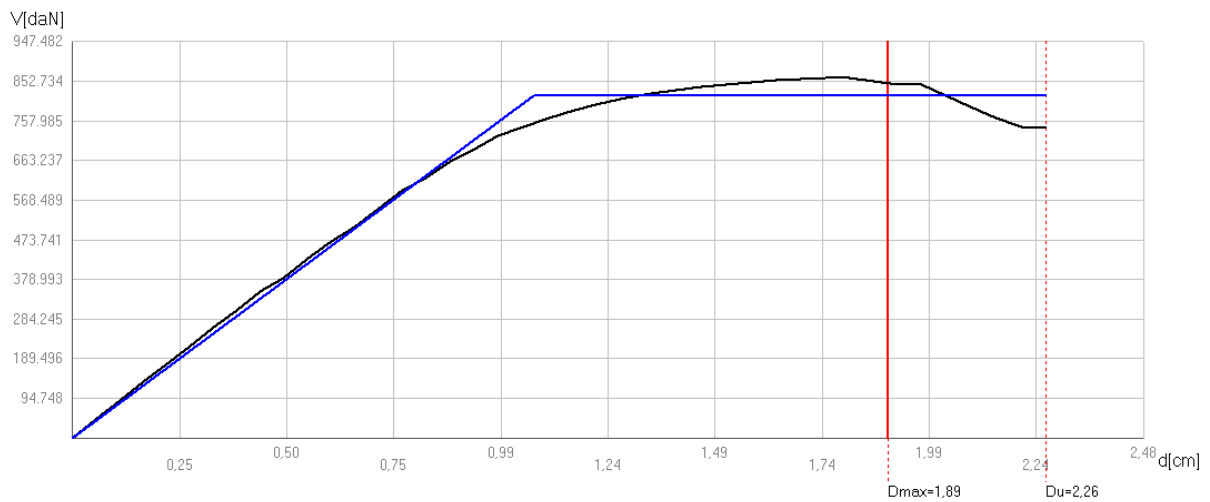
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,369 s
Massa del sistema equivalente	m* = 2.637.736,54 kg
Massa totale	w = 4.321.998,82 kg
Duttilità disponibile	2,11
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,31$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 6228,39 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 0,8 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,72 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s ²] =	1,08	0,94
a_g [g] =	0,110	0,096
T_{SLV} [anni] =	1000	664
V_N [anni] =	70,24	46,64
V_R [anni] =	105,36	69,96
F_0 =	2,589	2,607
T_C^* [s] =	0,350	0,341
S_S =	1,5290	1,5501
S_S =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
$PGA[g]$ =	0,165	0,144

$\alpha_{PGA} = 1,149$

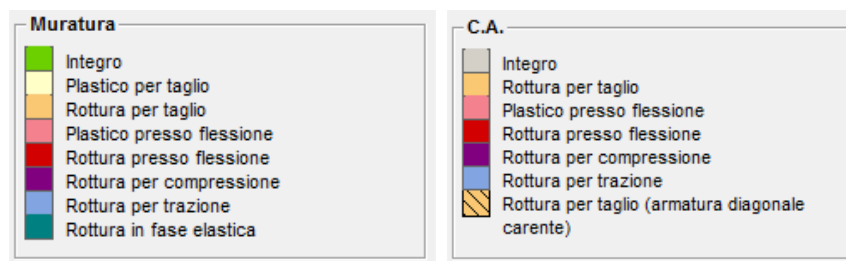
CURVA DI CAPACITA'



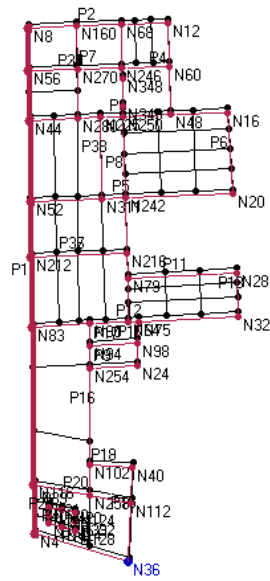
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

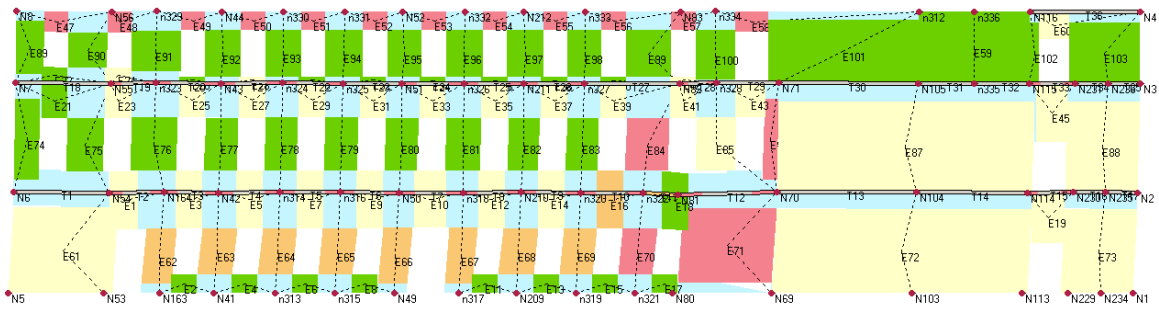
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:



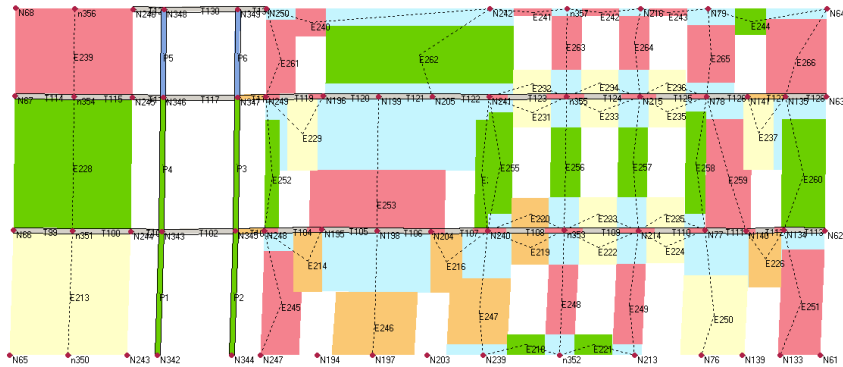
Pianta



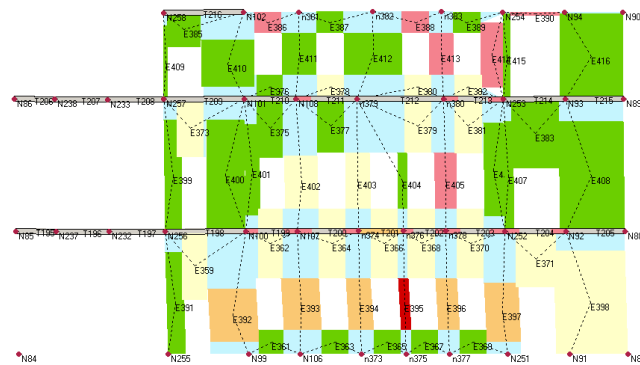
Parete 1



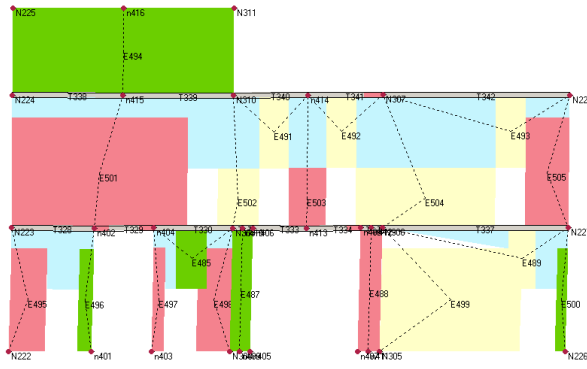
Parete 8



Parete 16



Parete 38



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo C – Modello con parametri meccanici migliorati

Analisi più gravosa in direzione X:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
12	+X	1° Modo	-35,4	1,358	3,015

$\alpha_u = 1,358$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 135,8% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 135,8% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 1,03 \text{ cm} < D_u = 1,66 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta
 $q^* = 1,03 < 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 0,43 \text{ cm} < D_d = 1,49 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 0,36 \text{ cm} < D_o = 1,49 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA' SISMICA

	TR _C							TR = costante		
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	1743	712	2,448	0,94	1,26	2,61	0,36	1,350	1,27	1,358
SLD	1391	75	18,547	0,42	1,17	2,61	0,36	2,811	1,26	3,015
SLO	1391	45	30,911	0,35	1,17	2,61	0,36	3,388	1,29	3,732

PARAMETRI DI ANALISI

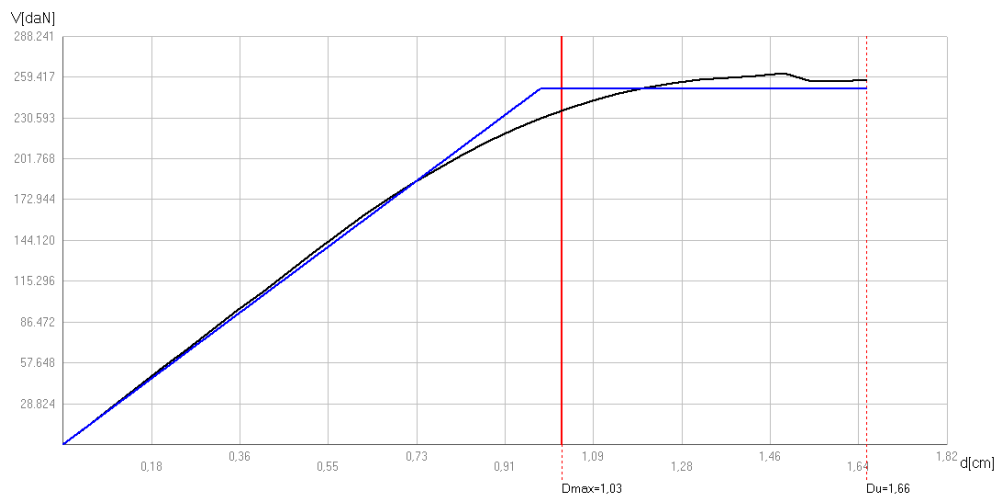
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,292 s
Massa del sistema equivalente	m* = 552.776,15 kg
Massa totale	w = 976.820,40 kg
Duttilità disponibile	1,69
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,27$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 1979,30 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _v * = 0,78 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,31 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s^2] =	1,27	0,94
a_g [g] =	0,129	0,096
T_{SLV} [anni] =	1609	664
V_N [anni] =	113,02	46,64
V_R [anni] =	169,53	69,96
F_0 =	2,602	2,607
T_C^* [s] =	0,357	0,341
S_5 =	1,4979	1,5501
S_5 =	1,4979	1,5
S_T =	1	1
S =	1,4979	1,5
PGA [g] =	0,194	0,144

$\alpha_{PGA} = 1,349$

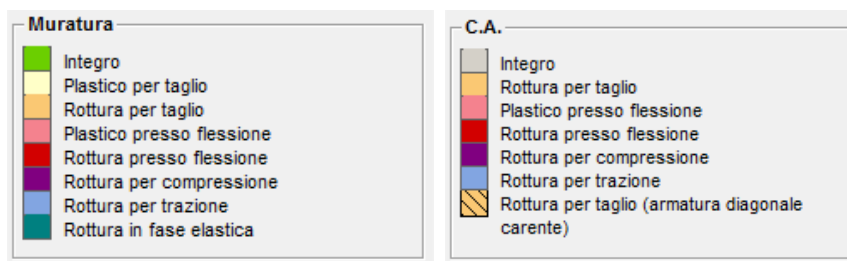
CURVA DI CAPACITA`



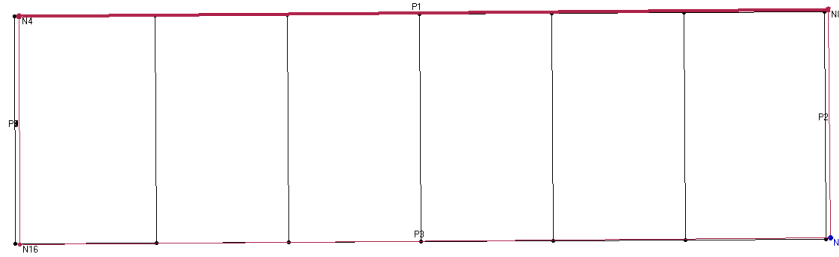
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell’edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

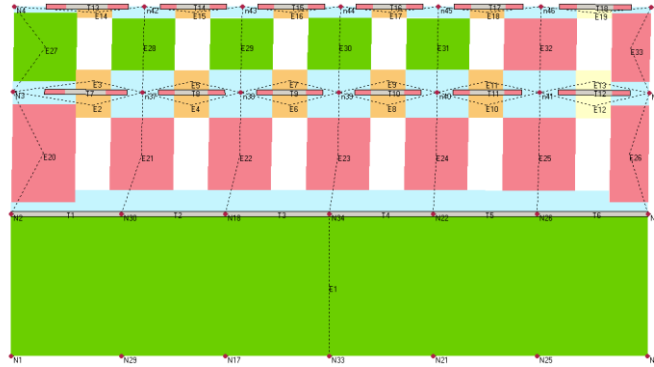
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:



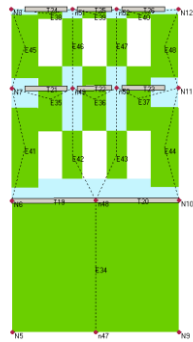
Pianta



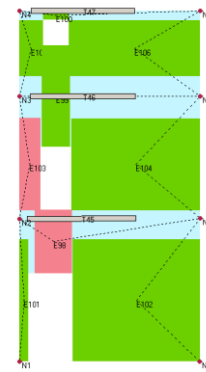
Parete 1



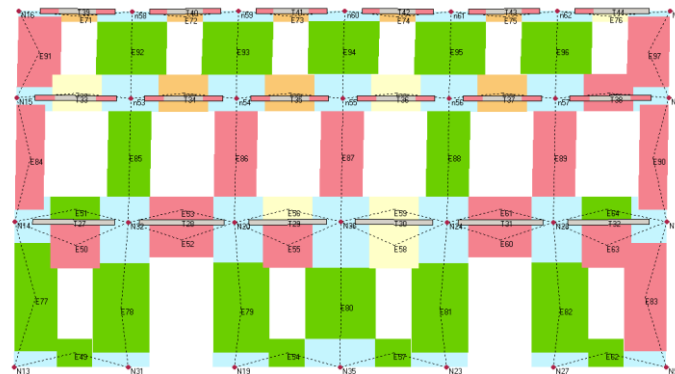
Parete 2



Parete 4



Parete 3



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo C – Modello con parametri meccanici migliorati

Analisi più gravosa in direzione Y:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
19	+Y	1° Modo	123,6	0,435	3,510

$\alpha_u = 0,435$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 43,5% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 43,5% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 3,84 \text{ cm} > D_u = 1,67 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta
 $q^* = 3,95 > 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 1,46 \text{ cm} < D_d = 5,12 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 1,08 \text{ cm} < D_o = 5,12 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA` SISMICA

				TR _C					TR = costante	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	103	712	0,145	0,94	0,47	2,50	0,30	0,505	0,41	0,435
SLD	346	75	4,613	0,42	0,72	2,63	0,33	1,731	0,83	2,000
SLO	346	45	7,689	0,35	0,72	2,63	0,33	2,087	0,93	2,701

PARAMETRI DI ANALISI

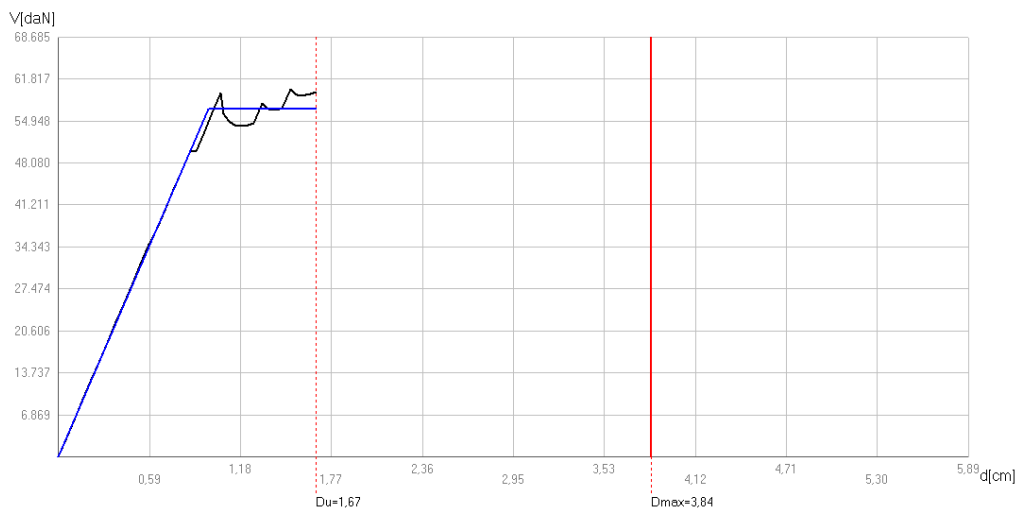
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,613 s
Massa del sistema equivalente	m* = 557.958,37 kg
Massa totale	w = 976.820,40 kg
Duttilità disponibile	1,72
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,32$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _v * = 431,73 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _v * = 0,74 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,27 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s ²] =	0,41	0,94
a_g [g] =	0,042	0,096
T_{SLV} [anni] =	70	664
V_N [anni] =	4,92	46,64
V_R [anni] =	7,38	69,96
F_0 =	2,538	2,607
T_C^* [s] =	0,274	0,341
S_S =	1,6364	1,5501
S_S =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
PGA [g] =	0,063	0,144

$$\alpha_{PGA} = 0,436$$

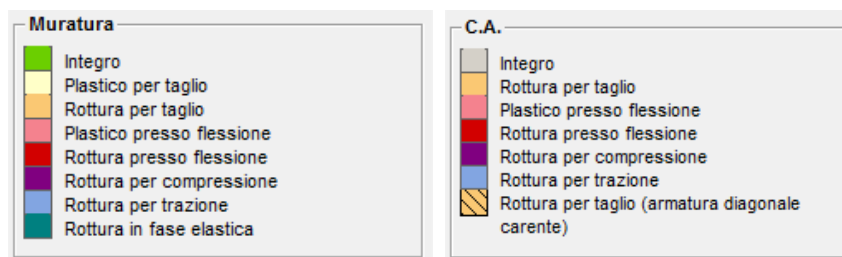
CURVA DI CAPACITA'



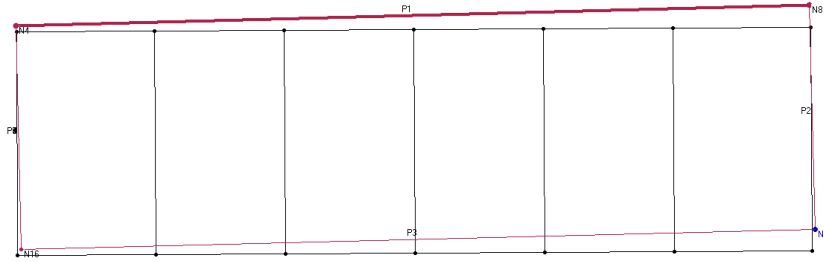
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

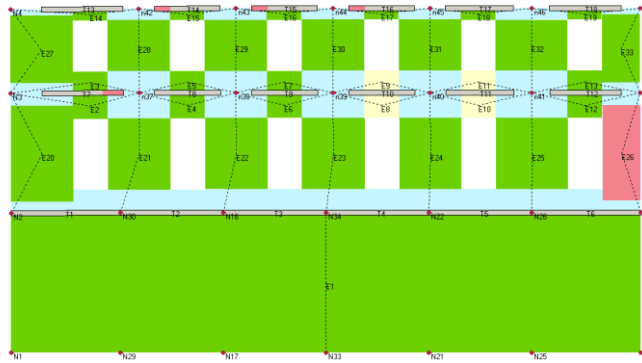
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:



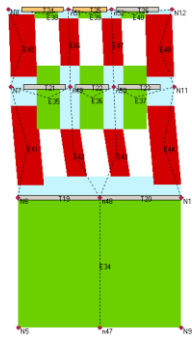
Pianta



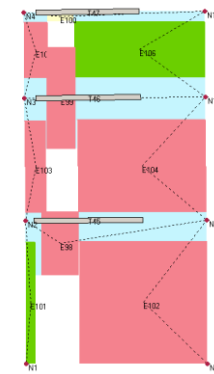
Parete 1



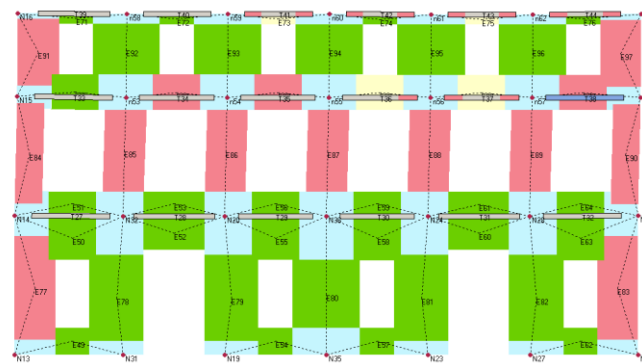
Parete 2



Parete 4



Parete 3



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo C – Modello con parametri geometrici migliorati

Analisi più gravosa in direzione X:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
11	+X	1° Modo	35,4	0,920	1,987

$\alpha_u = 0,920$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 92,0% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 92,0% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 1,68 \text{ cm} > D_u = 1,51 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta
 $q^* = 1,59 < 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 0,62 \text{ cm} < D_d = 1,32 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 0,51 \text{ cm} < D_o = 1,32 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA' SISMICA

	TR _C					TR = costante				
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	555	712	0,779	0,94	0,86	2,63	0,34	0,916	0,86	0,920
SLD	421	75	5,613	0,42	0,78	2,63	0,33	1,861	0,83	1,987
SLO	421	45	9,356	0,35	0,78	2,63	0,33	2,243	0,85	2,465

PARAMETRI DI ANALISI

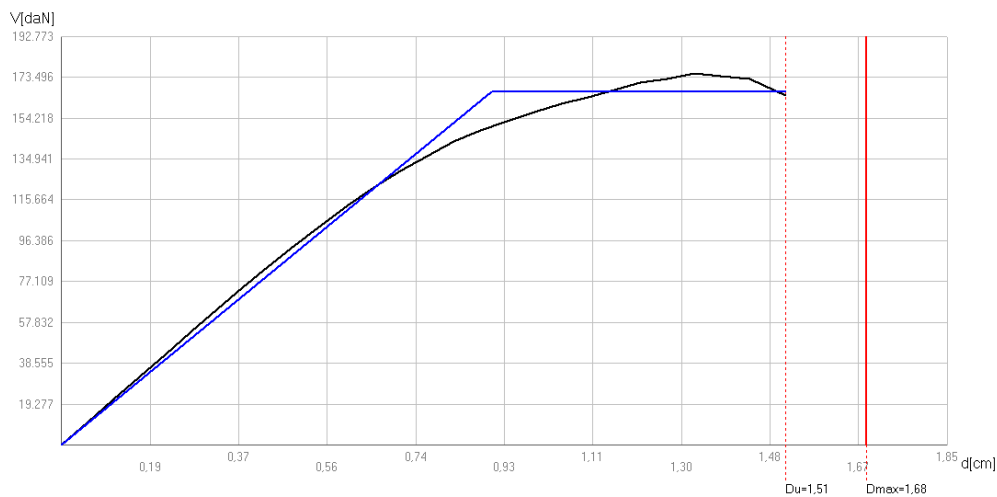
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,347 s
Massa del sistema equivalente	m* = 565.564,79 kg
Massa totale	w = 997.615,79 kg
Duttilità disponibile	1,68
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,28$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 1304,29 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 0,70 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 1,18 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s^2] =	0,86	0,94
a_g [g] =	0,088	0,096
T_{SLV} [anni] =	523	664
V_N [anni] =	36,74	46,64
V_R [anni] =	55,10	69,96
F_0 =	2,619	2,607
T_C^* [s] =	0,335	0,341
S_s =	1,5636	1,5501
S_s =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
PGA [g] =	0,131	0,144

$\alpha_{PGA} = 0,915$

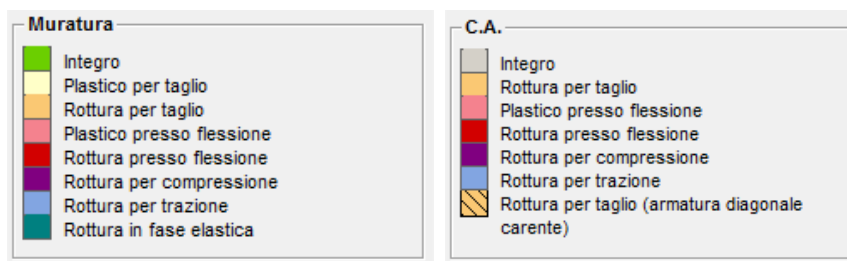
CURVA DI CAPACITA`



ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:



VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA
Corpo C – Modello con parametri geometri migliorati

Analisi più gravosa in direzione Y:

Numero Analisi	Direzione del sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Alfa u	Alfa e
18	+Y	Masse	-123,6	0,807	2,010

$\alpha_u = 0,807$: la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 80,7% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'azione sismica sopportabile della struttura prima del collasso SLV è pari a circa il 80,7% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

VERIFICA SLV – NTC 2008

$D_{max} = 3,70 \text{ cm} > D_u = 2,98 \text{ cm}$ → La verifica non è soddisfatta
 $q^* = 2,30 < 3$

VERIFICA SLD – NTC 2008

$D_{max} = 1,40 \text{ cm} < D_d = 2,82 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VERIFICA SLO – NTC 2008

$D_{max} = 1,04 \text{ cm} < D_o = 2,10 \text{ cm}$ → La verifica è soddisfatta

VULNERABILITA` SISMICA

					TR _C				TR = costante	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	409	712	0,574	0,94	0,77	2,63	0,33	0,822	0,75	0,807
SLD	351	75	4,680	0,42	0,73	2,63	0,33	1,741	0,84	2,010
SLO	181	45	4,022	0,35	0,57	2,59	0,31	1,656	0,70	2,024

PARAMETRI DI ANALISI

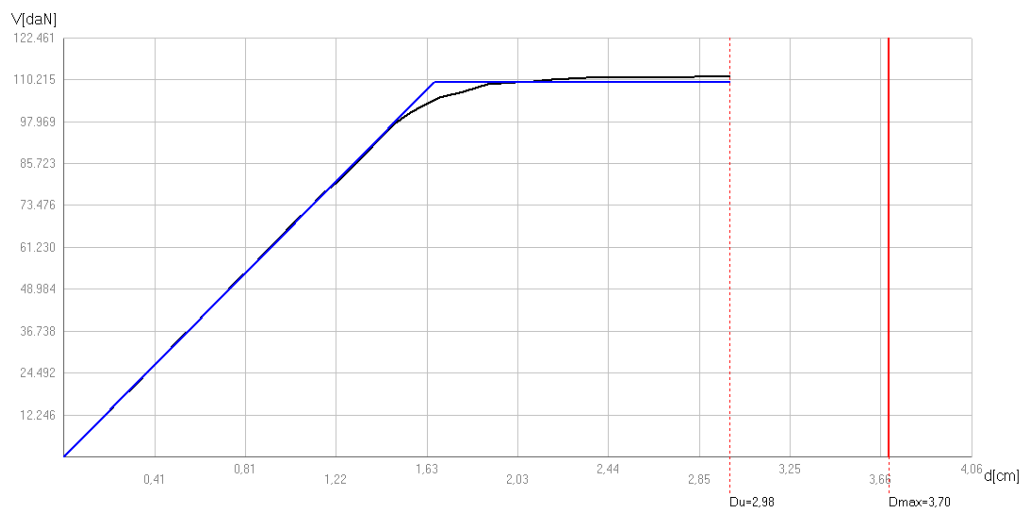
Periodo del sistema equivalente	T* = 0,595 s
Massa del sistema equivalente	m* = 592.850,16 kg
Massa totale	w = 997.615,79 kg
Duttilità disponibile	1,80
Fattore di partecipazione modale	$\Gamma = 1,31$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente	F _y * = 836,99 kN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente	d _y * = 1,27 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente	d _u * = 2,28 cm

VALUTAZIONE DI PGA_D [g] E PGA_C [g]

	PGA_C	PGA_D
a_g [m/s ²] =	0,75	0,94
a_g [g] =	0,076	0,096
T_{SLV} [anni] =	352	664
V_N [anni] =	24,72	46,64
V_R [anni] =	37,09	69,96
F_0 =	2,626	2,607
T_C^* [s] =	0,326	0,341
S_S =	1,5795	1,5501
S_S =	1,5	1,5
S_T =	1	1
S =	1,5	1,5
$PGA[g]$ =	0,175	0,144

$\alpha_{PGA} = 0,798$

CURVA DI CAPACITA'



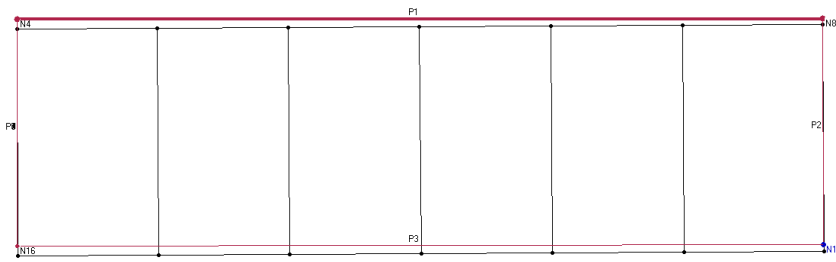
ANALISI PARETI – MODELLAZIONE

Si riportano di seguito il comportamento allo Stato Limite Ultimo di alcune pareti dell'edificio analizzato, il cui numero corrispondente è riportato in pianta.

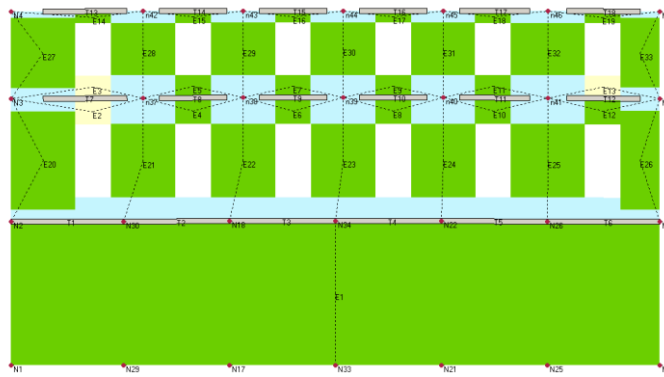
Il raggiungimento, o meno, della rottura a taglio, pressoflessione, compressione o trazione è visibile mediante le diverse colorazioni, che per la muratura e il calcestruzzo sono le seguenti:

Muratura	C.A.
■ Integro	■ Integro
■ Plastico per taglio	■ Rottura per taglio
■ Rottura per taglio	■ Plastico presso flessione
■ Plastico presso flessione	■ Rottura presso flessione
■ Rottura presso flessione	■ Rottura per compressione
■ Rottura per compressione	■ Rottura per trazione
■ Rottura per trazione	■ Rottura per taglio (armatura diagonale carente)
■ Rottura in fase elastica	

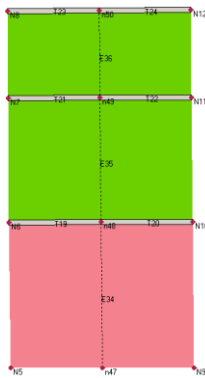
Pianta



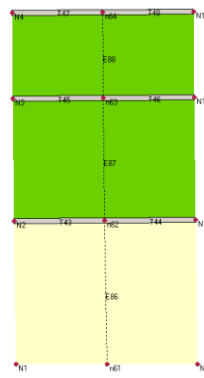
Parete 1



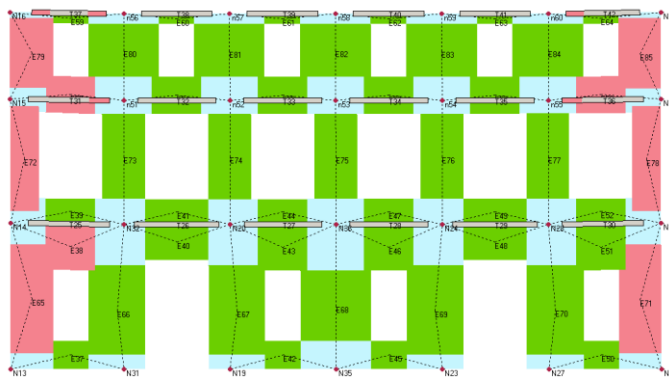
Parete 2



Parete 4



Parete 3



Modelli

