



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE EDILE E AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

**VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI
STORICI: CASO STUDIO DI CORTE NUOVA,
PALAZZO DUCALE A MANTOVA**

Relatori: Ch.mo Prof. Renato Vitaliani

Prof. Ing. Anna Saetta

Laureanda: Irene Rocca

Anno accademico 2013/2014



INDICE

1	PREMESSE GENERALI	5
2	FASE DI CONOSCENZA DEL MANUFATTO	6
2.1	ANALISI STORICA	7
2.1.1	<i>Cenni storici su Palazzo Ducale</i>	7
2.1.2	<i>Eventi sismici maggio 2012 e danni riscontrati</i>	13
2.2	RILIEVO GEOMETRICO E DELLO STATO DI DANNO	17
2.3	RILIEVO MATERICO COSTRUTTIVO	27
2.4	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	36
2.5	SEQUENZA FASI TRASFORMAZIONE EDILIZIA	37
3	VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA E DEL FATTORE DI STRUTTURA	43
3.1	Premessa	43
3.2	Azione Sismica	45
3.2.1	<i>Categoria di sottosuolo e condizione topografica</i>	46
3.2.2	<i>Spettro di risposta elastico in accelerazione</i>	46
3.3	Fattore di Struttura	47
4	RICHIAMI DEL MODELLO MECCANICO SEMPLIFICATO “LV1 PALAZZI” PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA	48
4.1	Ipotesi di Base del Metodo LV1	48
4.2	Metodo di Livello LV1: modello per palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi	49
4.3	Ipotesi adottate per il calcolo dei coefficienti del metodo LV1	53
5	VERIFICA DI VULNERABILITA’ SISMICA: Applicazione del modello meccanico semplificato “LV1 palazzi” alla porzione di Palazzo Ducale oggetto di studio	56
5.1	Valutazione del periodo proprio e Parametri Spettrali	58
5.2	Allineamenti murari	59
5.3	Corte Nuova 1	61
5.3.1	<i>Valutazione Resistenza a taglio dell’edificio F_{SLV}</i>	61
5.3.1.1	<i>Resistenza a taglio dell’edificio F_{SLV}: Piano Terra – Direzione x e y</i>	62
5.3.1.2	<i>Resistenza a taglio dell’edificio F_{SLV}: Piano Primo – Direzione x e y</i>	63
5.3.1.3	<i>Resistenza a taglio dell’edificio F_{SLV}: Piano Secondo – Direzione x e y</i>	64
5.3.2	<i>Valutazione capacità sismica $S_{e,SLV}$</i>	65
5.3.3	<i>Esiti Verifiche</i>	66
5.3.4	<i>Verifica di controllo con Analisi statica lineare</i>	66
5.4	Corte Nuova 2	68
5.4.1	<i>Valutazione Resistenza a taglio dell’edificio F_{SLV}</i>	68
5.4.1.1	<i>Resistenza a taglio dell’edificio F_{SLV}: Piano Terra – Direzione x e y</i>	68
5.4.1.2	<i>Resistenza a taglio dell’edificio F_{SLV}: Piano primo – Direzione x e y</i>	69
5.4.1.3	<i>Resistenza a taglio dell’edificio F_{SLV}: Piano secondo – Direzione x e y</i>	70
5.4.2	<i>Valutazione capacità sismica $S_{e,SLV}$</i>	71
5.4.3	<i>Esiti Verifiche</i>	72

5.4.4	Verifica di controllo con Analisi statica lineare.....	72
5.5	Corte Nuova 3 e 4 – Esiti verifiche.....	73
5.6	Riassunto verifiche e considerazioni conclusive.....	74
5.7	Verifiche con Fattore di confidenza = 1.....	76
6	VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA: MECCANISMI DI COLLASSO.....	78
6.1	Analisi Cinematica Lineare.....	79
6.2	Individuazione e modellazione dei cinematismi.....	79
6.3	Calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi di attivazione α_0	83
6.4	Calcolo dell'accelerazione di attivazione a_0^*	85
6.5	Verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita del cinematismo di collasso.....	86
6.6	Analisi Cinematica NON Lineare.....	87
6.6.1	Scelta del punto di controllo K	88
6.6.2	Calcolo dello spostamento $d_{k,0}$	88
6.6.3	Conversione di $d_{k,0}$ in d_0^* e di α_0 in a_0^* e costruzione curva di capacità (a^*, d^*).....	89
6.6.4	Valutazione dello spostamento ultimo d_u^*	90
6.6.5	Calcolo periodo secante T_s	90
6.6.6	Verifica SLV.....	91
6.7	Tipologie di cinematismi.....	92
6.7.1	Ribaltamento semplice di parete (con eventuale presenza di forze di trattenuta).....	93
6.7.2	Ribaltamento semplice di parete monolitica.....	94
6.7.3	Ribaltamento del cantonale.....	95
6.7.4	Flessione verticale di parete.....	97
6.7.5	Flessione verticale di parete monolitica.....	99
6.8	Ipotesi Assunte.....	100
6.9	Cinematismi considerati.....	101
6.9.1	Calcolo spinte volte piano terra (ipotesi interamente a botte).....	102
6.9.2	Ribaltamento semplice della parete 1 intera (denominata parete sx Manto + sx rivellino) ...	104
6.9.3	Ribaltamento semplice della parete 1 ultimo livello.....	109
6.9.4	Ribaltamento semplice della parete 1 ultimi 2 livelli.....	111
6.9.5	Ribaltamento parete 1 (Manto+Rivellino) + parte parete 2 (chiusura rivellino).....	114
6.9.6	Ribaltamento parete sx rivellino + parte parete 2 (chiusura rivellino) + parte parete 3 (Manto-rivellino) intere.....	118
6.9.7	Ribaltamento parete sx rivellino + parte parete 2 (chiusura rivellino) + parte parete 3 (Manto-rivellino): ultimo livello e primo+secondo livello.....	122
6.9.8	Ribaltamento semplice della parete rivellino.....	124
6.9.9	Cinematismi con ipotesi di annullamento spinte volte piano terra.....	127
6.9.10	Cinematismi con duplice forza di ritenuta: Ribaltamento semplice parete 1 (fascia di 1 m).....	129
6.9.11	Flessione verticale di parete monolitica: 1° piano parete 1 (sala Marchesi).....	131
6.9.12	Flessione verticale di parete pluripiano: 1° e 2° piano parete 1 (sala Marchesi).....	136
6.9.13	Flessione verticale di parete monolitica: 2° piano parete sale 17-18.....	140
6.9.14	Con analisi NON lineare: ribaltamento semplice della parete 1 ultimi due livelli.....	144
6.10	Cinematismi non verificati e possibili interventi.....	147
6.10.1	Interventi alternativi all'uso di tiranti per il MIGLIORAMENTO del comportamento sismico.....	148
7	MODELLO FEM CORTE NUOVA: ANALISI LINEARI.....	155
7.1	Modelli numerici.....	155
7.2	Descrizione modello.....	156
7.2.1	Semplificazioni geometriche e caratteristiche materiali.....	160
7.2.2	Vincoli e cedimenti imposti.....	164
7.2.3	Carichi e elementi ripartitori fittizi.....	167
7.3	Analisi Statica per solo Peso Proprio.....	169
7.4	Analisi Modale: ammortamento e non ammortamento.....	172

7.4.1	CASO A – Presenza di ammorsamento.....	174
7.4.2	CASO B – NON presenza di ammorsamento.....	177
7.5	Parete divisoria Sala Manto e Sala Capitani: possibili cause lesione verticale	180
7.5.1	SPINTE ORIZZONTALI CAPRIATE E RETICOLARI.....	184
7.5.2	1 ^a IPOTESI CEDIMENTI.....	187
7.5.3	2 ^a IPOTESI CEDIMENTI.....	191
7.5.4	3 ^a IPOTESI CEDIMENTI.....	193
7.5.5	4 ^a IPOTESI CEDIMENTI.....	195
7.5.6	5 ^a IPOTESI CEDIMENTI.....	196
7.5.7	6 ^a IPOTESI CEDIMENTI: con NON AMMORSAMENTO con PARETE LATO FOSSATO.....	197
7.5.8	7 ^a IPOTESI CEDIMENTI: con NON AMMORSAMENTO con PARETE LATO FOSSATO.....	198
7.5.9	8 ^a IPOTESI CEDIMENTI: con NON AMMORSAMENTO con PARETE LATO FOSSATO.....	199
7.5.10	9 ^a IPOTESI CEDIMENTI: con NON AMMORSAMENTO DA ENTRAMBI I LATI.....	200
7.5.11	9 ^a IPOTESI BIS CEDIMENTI: con NON AMMORSAMENTO DA ENTRAMBI I LATI.....	202
7.5.12	10 ^a IPOTESI CEDIMENTI: SEMPLIFICAZIONE DI PARETE ISOLATA.....	203
8	CONCLUSIONI.....	205
9	APPENDICE: NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	207
A.1.1	(§ 4.5 NTC – D.M.14/01/08) COSTRUZIONI DI MURATURA.....	207
A.1.2	(§ 8 NTC – D.M.14/01/08) COSTRUZIONI ESISTENTI.....	215
A.1.3	(§ 3.2 NTC – D.M.14/01/08) AZIONE SISMICA	222
A.2	CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009 n°17 (Costruzioni e sistemi §C8) E APPENDICE AL CAP. 8.....	232
A.2.1	Circolare (§C8 costruzioni esistenti).....	232
A.2.2	Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche – Costruzioni in muratura.....	234
A.2.3	C8A (Appendice al cap. C8) – C8A.1.A Costruzioni in muratura: dati necessari e identificazione del livello di conoscenza	235
A.2.4	C8A.2 Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature.....	239
10	Bibliografia.....	243

1 PREMESSE GENERALI

La presente tesi riguarda lo studio della vulnerabilità sismica, nonché del miglioramento strutturale, della porzione di Palazzo Ducale denominata Corte Nuova, bisognosa di un intervento ad hoc a seguito degli eventi sismici del maggio 2012. Essendo un bene tutelato per il valore artistico e storico, oltre alle normative NTC 2008 e relativa Circolare verrà utilizzata la Direttiva 9/2/2011 che contiene linee guida finalizzate alla valutazione e alla riduzione del rischio sismico specifiche per il patrimonio tutelato.

La verifica di vulnerabilità sismica di edifici storici in muratura tutelati per il valore artistico non può prescindere da un'accurata e preventiva **conoscenza del manufatto**, conseguita tramite analisi storiche, rilievo geometrico e dello stato di danno, individuazione delle fasi di trasformazione e identificazione degli elementi costituenti, dal punto di vista materico-costruttivo.

Questa fase, ottenuta con diversi livelli di approfondimento possibili, permette infatti di **adottare modelli meccanici (globali o locali)** per descriverne la risposta sotto azioni dinamiche e di scegliere un metodo di **analisi per valutarne la sicurezza** nei confronti dell'azione sismica di riferimento del sito, definita secondo vita nominale e classe d'uso.

Questa analisi è stata dunque svolta su due livelli: globale, cioè il comportamento dell'edificio nel suo insieme, tramite analisi semplificata LV1 e tramite analisi lineare su modello numerico, e locale, relativamente quindi a porzioni limitate della struttura, mediante analisi di cinematismi di collasso (LV2) e mediante approfondimento numerico (LV3).

Per l'eventuale (poi accertata) necessità di riduzione della vulnerabilità sismica a seguito della conoscenza della struttura e della valutazione del rischio sismico, si procede poi alla progettazione di **interventi di miglioramento sismico**, sempre considerando:

- le esigenze di conservazione del bene architettonico
- la necessità di preservare il manufatto da danni sismici
- i requisiti di sicurezza in relazione alla funzione svolta.

In particolare per ciò che riguarda la fase di modellazione e analisi il lavoro si è svolto attraverso l'utilizzo di modelli semplificati relativi alle categoria del manufatto, basati su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici, concentrato:

- nella prima parte su una verifica qualitativa di tipo LV1 dell'area Corte Nuova, considerandola come isolata e indipendente dal resto del Palazzo. Tale verifica permette di valutare un indice di sicurezza sismica nei confronti dell'azione sismica di riferimento del sito
- nella seconda su un'analisi dei possibili cinematismi di collasso locali (livello di valutazione sicurezza sismica di tipologia LV2), cioè su singoli macroelementi si esegue il calcolo dell'accelerazione di attivazione di tali meccanismi tramite analisi cinematica lineare confrontando domanda e capacità al suolo e in quota, in termini di accelerazione;
- infine tramite modellazione a elementi finiti si è analizzato, con analisi statica per peso proprio e modale, l'intero edificio e una parete come parte particolarmente vulnerabile.

2 FASE DI CONOSCENZA DEL MANUFATTO

L'adeguata conoscenza della costruzione storica è il presupposto fondamentale per una valutazione della sicurezza sismica attuale che sia attendibile ed anche per la scelta di un efficace intervento di miglioramento. A differenza delle altre costruzioni esistenti qui risulta maggiormente importante conoscere le caratteristiche originarie, le modificazioni subite a causa di invecchiamento, modificazioni antropiche e eventi sismici.

Le tecniche conoscitive si differenziano molto per attendibilità a seconda del loro impatto, e queste identificheranno livelli di conoscenza e corrispondenti fattori di confidenza, utilizzati nelle analisi. Tuttavia la maggior attendibilità si conseguirebbe con una campagna di indagini completa, ma inaccettabile perché troppo invasiva e causa di perdite irrimediabili.

Le seguenti attività definiscono il percorso della conoscenza, sono però da intendere non in modo sequenziale ma integrato:

- l'identificazione della costruzione, la sua localizzazione in relazione a particolari aree a rischio, ed il rapporto della stessa con il contesto urbano circostante (isolata-non isolata);
- il **rilievo geometrico** della costruzione nello stato attuale, inteso come completa descrizione stereometrica della fabbrica, compresi gli eventuali fenomeni fessurativi e deformativi;
- l'individuazione della evoluzione della fabbrica, intesa come **sequenza delle fasi di trasformazione edilizia**, dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale **attraverso** l'importante apporto dell'**analisi storica**;
- **l'individuazione degli elementi costituenti** l'organismo resistente, **nell'accezione materica e costruttiva**, con una particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi ed alla connessioni tra gli elementi;
- l'identificazione dei materiali, del loro stato di degrado, delle loro proprietà meccaniche;
- la conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, con riferimento anche alle variazioni avvenute nel tempo ed ai relativi dissesti.

Di seguito verranno prese in considerazione le indagini che hanno dato il maggior apporto alla conoscenza dell'edificio, compatibilmente con la necessità di conservazione del bene storico.

2.1 ANALISI STORICA

2.1.1 Cenni storici su Palazzo Ducale

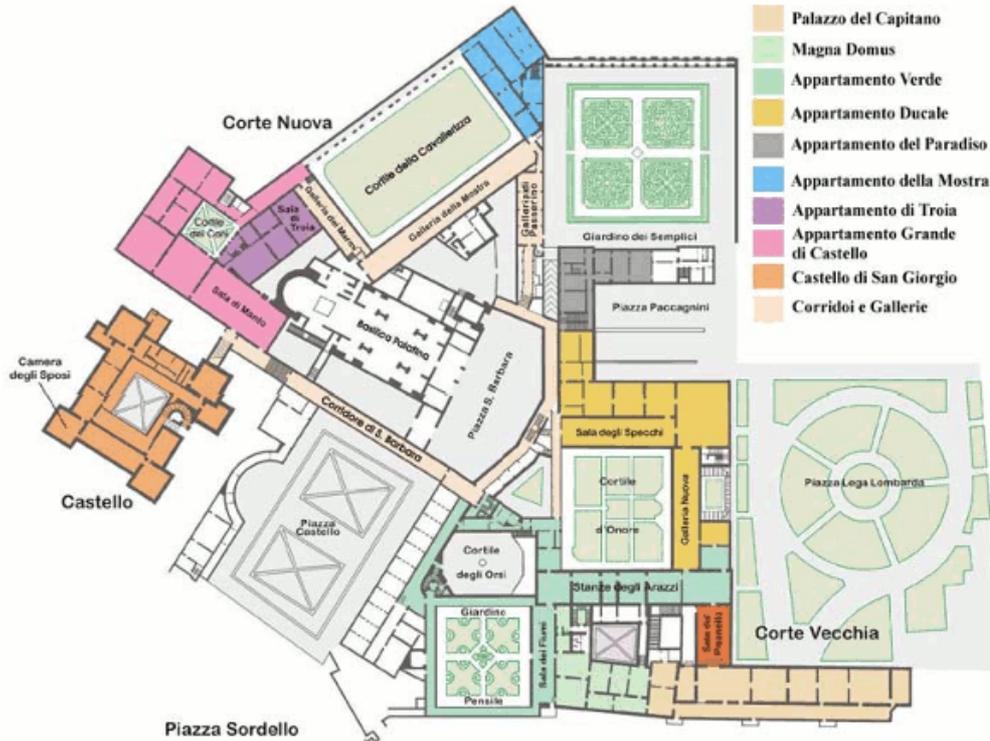


Elemento cardine della storia dei signori di Mantova, è il Palazzo Ducale, edificio in forma di città che raccoglie in sé tutti gli stili e le espressioni artistiche che si susseguirono nei secoli in cui la dinastia rimase al potere. Infatti permeati da quello spirito umanistico che dall'inizio del XV secolo investì la corte gonzaghesca i signori della città dimostrarono ben presto di possedere un gusto per la bellezza e l'ostentazione, che si tradurrà in una tradizione di mecenatismo con ben pochi eguali in Italia, sia per la ricchezza delle testimonianze rimaste, sia per la durata della tradizione stessa.

Il Palazzo Ducale è stato la residenza principale della famiglia Bonacolsi, inizialmente, quindi dei Gonzaga, prima duchi ed infine marchesi di Mantova. I Gonzaga vi risiedettero dal 1328 al 1707, quando l'ultimo duca Ferdinando Carlo fu costretto all'esilio. Tradizionalmente ospitava il Gonzaga dominante dell'epoca con la moglie e i figli (quest'ultimi fino alla maggiore età, escluso il primogenito legittimo) e gli ospiti. Venne definito Palazzo Reale durante la dominazione austriaca a partire dall'epoca di Maria Teresa d'Austria regnante.

E' situato nella zona nord-est della città e occupa l'area compresa fra l'antica Piazza di S. Pietro oggi Piazza Sordello, e la riva del lago Inferiore. Comprende inizialmente una serie di ambienti separati fra loro e cortili, costruiti in varie fasi a partire dal XIII secolo per volere delle famiglie che le hanno occupate. Solo a partire dal 1556 divenne un corpo unico di edifici collegati fra loro, per volere del duca Guglielmo che incaricò il Prefetto delle Fabbriche Giovanbattista Bertani di occuparsene. (Rodella, 1986)

Oggi rappresenta un unico complesso architettonico e monumentale, che risulta tra i più vasti d'Europa con i suoi 34000 m² circa.



Alla morte di Bertani i lavori continuarono ad opera di Bernardino Facciotto, che intervenne completando i numerosi giardini, loggiati, piazze, cortili ecc.. Purtroppo i Gonzaga furono costretti, una volta impoveritisi, a vendere gran parte delle opere d'arte conservate al palazzo, soprattutto a Carlo I d'Inghilterra, e le restanti furono sottratte da Napoleone.

La parte più antica del complesso è rappresentata dal Palazzo del Capitano, che si affaccia su Piazza Sordello e fu voluto da Guido Bonacolsi verso la fine del '200. In origine era costituito da soli due piani e isolato, ma fu successivamente unito alla Magna Domus dalla facciata a portici, che si è conservata quasi invariata fino ad oggi, e rialzato di un piano che ospita un'unica enorme sala (67 x 15 m), detta sala dell'Armeria o della Dieta. Infatti tale ambiente ospitò la Dieta di Mantova del 1459. Alle spalle del Palazzo del Capitano si apre la Corte Vecchia.

A metà del XIV secolo, si deve a Pisanello un celebre ciclo di affreschi di tema cavalleresco, con lo scopo di celebrare la figura di Gianfrancesco Gonzaga e la sua nomina a marchese del 1433. Tali affreschi sono stati scoperti solo recentemente, negli anni '60 - '70.

Corte Vecchia riacquistò splendore nel 1519 con la scelta, da parte di Isabella d'Este, di abbandonare la consueta residenza al Castello di San Giorgio per trasferirsi nell'appartamento vedovile o di Isabella d'Este, al piano terreno di questa parte del complesso. Tale alloggio era suddiviso in due ali, divise dall'ingresso dal Cortile d'Onore. Nell'ala detta della Grotta vennero trasferiti gli arredi lignei e oggetti d'arte provenienti dai due studioli, la Grotta e lo Studiolo. In quest'ultimo erano conservate molte opere d'arte che si trovano oggi al museo del Louvre a Parigi, commissionate tra il 1496 e il 1506 al Mantegna, a Lorenzo Costa il Vecchio e al Perugino e integrate da opere del Correggio (L'Occaso, 2009). In quest'ala dell'appartamento si trova anche la "Camera Granda" o "Scalcheria" affrescata nel 1522 da

Lorenzo Leonbruno. Nell'altra sala, detta di Santa Croce dal nome di una chiesa di epoca matildica ubicata nella zona in cui sorge l'ala. Sui resti di tale chiesa, abbattuta su permesso di papa martino V nel 1421, furono costruite vari ambienti di rappresentanza: la Sala delle Imprese Isabelliane, la Sala Imperiale o Sala del Camino, la Sala delle Calendule, la Sala delle Targhe e la Sala delle Imprese. Gianfrancesco Gonzaga edificò, per rimpiazzare la chiesa demolita, una cappella di stile tardo gotico con stesso nome nei pressi del luogo originario. In seguito Guglielmo Gonzaga (1550 – 1587) interverrà sulla Corte Vecchia creando i nuovi ambienti del Refettorio, affacciato sul Giardino Pensile e la Galleria degli Specchi, dedicata alla musica. Dalla sala del Manto attraverso uno scalone si accede al castello di S. Giorgio, eretto alla fine del XIV secolo da Bartolino da Novara.



Successivamente il Refettorio, ristrutturato, divenne quella che fu denominata Sala dei Fiumi, affrescata con le immagini dei fiumi presenti nel territorio mantovano, rappresentati come giganti. Nello stesso periodo fu realizzato l'Appartamento degli Arazzi, composto di quattro sale, caratterizzato da nove arazzi tessuti nelle Fiandre e realizzati su disegno preparatorio di Raffaello. Erano stati acquistati da Ercole Gonzaga a Bruxelles per arredare l'Appartamento Verde e dopo aver decorato le pareti della Basilica di S. Barbara, furono abbandonati nei magazzini del palazzo, per poi essere recuperati e restaurati nel 1799. La Sala dello Zodiaco, detta di Napoleone I, in quanto funse da camera da letto di Napoleone Bonaparte, fu restaurata nello stesso periodo, conservando i soffitti affrescati da Lorenzo Costa il Giovane (L'Occaso, 2009).

L'ambiente della Domus Nova (1480 – 1484) invece è dovuto all'architetto Luca Fancelli. Fu modificata un secolo più tardi per volere del duca Vincenzo I, ricavandone l'Appartamento Ducale, su progetto del pittore e architetto cremonese Antonio Maria Viani. La Sala degli Arcieri conserva opere recuperate da monasteri e abbazie soppresse, come la celebre tela “la trinità adorata dalla famiglia Gonzaga” di Pietro Paolo Rubens, parte di un trittico, le cui altre parti sono conservate in diversi musei europei.

Il duca Ferdinando Gonzaga ordinò la costruzione di una riproduzione in scala ridotta della Scala Santa di S. Giovanni in Laterano a Roma, sotto il suo appartamento nella Domus Nova. Per anni non si collegò questa struttura all'originale romano e si ritenne che si trattasse di un ambiente destinato ad ospitare i leggendari nani di corte, presenti anche negli affreschi della

Camera degli Sposi, da cui il nome di Appartamento dei Nani, poi sostituito da Catacombe in Corte.

All'interno della Corte Nuova si trova la Sala di Manto, che originariamente costituiva l'ingresso dell'Appartamento di Troia, il cui nome deriva dal ciclo di affreschi che lo fregia, ad opera di collaboratori di Giulio Romano realizzati fra il 1538 e il 1539. Guglielmo Gonzaga volle la creazione dell'Appartamento Grande di Castello e gli affreschi della Sala di Manto che narrano la storia della città e imprese urbanistiche dei Gonzaga.

Del complesso fa parte anche la Basilica Palatina di S. Barbara, costruita fra il 1562 e il 1572, voluta da Guglielmo e progettata da Giovanbattista Bertani. Recentemente vi sono stati reperiti i resti di vari componenti della famiglia Gonzaga.

Molti giardini completano il palazzo. Notevole è il Cortile della Cavallerizza, realizzato da Giovanbattista Bertani nel 1556 uniformando gli edifici che lo racchiudono al manierismo di Giulio Romano, caratterizzante la palazzina che vi si affaccia detta "La Rustica". In tale cortile si mostravano i cavalli di proprietà dei Gonzaga pronti per la vendita, animali molto cari alla famiglia, come cani e falchi. Gli altri giardini principali sono: il giardino dei Semplici che conserva la disposizione originale delle piante, il Giardino Pensile posto a 12 m d'altezza e il giardino Segreto, parte dell'appartamento di Isabella d'Este.

Dopo l'abbandono del XIX secolo, il Palazzo Ducale è dall'inizio del Novecento oggetto di restauri e diventa sede museale statale.

Le fasi costruttive dell'intero complesso si possono dividere in 4 macroperiodi:

- Dalle origini alla prima metà del XV secolo

Gli edifici più antichi, affacciati su piazza Sordello, sono il Palazzo del Capitano e la Magna Domus, fondati dalla famiglia Bonacolsi, che domina Mantova dal 1273 al 1328. Con l'insediamento della signoria gonzaghesca nuove fabbriche si aggregano al nucleo originario e formano la Corte Vecchia. In un vasto ambiente di origine trecentesca Pisanello affresca per Gianfrancesco, in occasione della sua nomina a marchese (1433), il ciclo cavalleresco recuperato nel secolo scorso. Tra il 1395 e il 1406 su progetto di Bartolino da Novara è edificato il Castello di San Giorgio che dalla metà del XV secolo diventa per volere di Ludovico II Gonzaga la residenza della famiglia. Nella torre nord-est Andrea Mantegna affresca dal 1465 al 1474 la celebre Camera picta, o Camera degli Sposi; al piano nobile si trovano anche il primo Studiolo e la prima Grotta di Isabella d'Este, consorte di Francesco II.



Figura 2.1: Costruzioni del complesso presenti nel 1400.

- Dal XV secolo alla metà del XVI secolo

Addossata alla Corte Vecchia sorge a partire dal 1480 la Domus Nova, modificata dal duca Vincenzo I (1587-1612). Non lontano dal Castello di San Giorgio Giulio Romano edifica per Federico II la cosiddetta **Corte Nuova**, il cui primo nucleo è costituito dall'Appartamento di Troia (1536-1539). Sempre a Giulio si deve l'ideazione della Rustica, poi collegata alla Corte Nuova dalle Galleria della Mostra e dei Mesi, mentre per opera di Giovan Battista Bertani prende forma dopo la metà del secolo il Cortile della Mostra, detta nel Settecento Cavallerizza.

Con la morte di Francesco II (1519) come detto Isabella d'Este si trasferisce dal Castello in Corte Vecchia, nell'appartamento detto vedovile, che comprende alcune magnifiche stanze affrescate da Lorenzo Leonbruno, fra le quali la magnifica "Camera grande", detta Scalcheria, lo Studiolo, la Grotta e il Giardino Segreto. Negli anni Ottanta del Cinquecento il duca Guglielmo (1550-1587), nipote dell'estense, trasforma gli ambienti di Corte Vecchia, crea il Refettorio affacciato al Giardino Pensile e la Sala dello Specchio destinata alla musica prospiciente il Cortile detto delle Otto Facce, spazi ideati entrambi da Bernardino Facciotto.

Sul rivellino di San Nicolò, presso il castello, Guglielmo edifica l'Appartamento grande di Castello, costituito dalle sale dedicate ai Capitani, ai Marchesi, ai Duchi, alle quali si accede dalla maestosa Sala di Manto. Dal 1563 Bertani edifica la chiesa palatina di Santa Barbara, ancora oggi perno visivo del palazzo, collegata sia all'Appartamento Grande di Castello, sia al corridore di Santa Barbara.



Figura 2.2: Costruzioni del complesso presenti nel 1540.

- Dalla metà del XVI secolo alla metà del XVII secolo

Nei primi anni del XVII secolo il duca Vincenzo I (1587-1612) commissiona all'architetto cremonese Antonio Maria Viani la trasformazione di un'ala della quattrocentesca e fancelliana Domus Nova, scelta quale propria residenza con accesso dall'atrio degli Arcieri. Il loggione sul Cortile d'Onore adibito a ricovero della collezione ducale di pitture è presto "serrato" e trasformato in Galleria, dal tardo Settecento Galleria degli Specchi. Il quarto duca di Mantova richiede inoltre a Viani la Galleria delle Metamorfosi, dove trovano posto le collezioni delle meraviglie naturali ed artificiali. Le stanze, dedicate ai quattro elementi, si affacciano sul giardino già del Padiglione, poi dei Semplici progettato dal frate botanico Zenobio Bocchi per lo stesso Vincenzo I nel 1603.

Nella Domus Nova Ferdinando Gonzaga (1613-1626) fa realizzare l'appartamento del Paradiso, e la Scala Santa (1615) che ripropone quella del Laterano a Roma. Nel 1627-1628 le collezioni gonzaghesche sono vendute da Vincenzo II al re d'Inghilterra Carlo I Stuart per fronteggiare le difficoltà economiche del ducato. Nel 1630 quanto restava delle mirabili opere d'arte e dei manufatti artistici conservati nel Palazzo Ducale, venne saccheggiato dai lanzichenecchi (sacco di Mantova) inviati dall'imperatore Ferdinando II a rimuovere Carlo I Gonzaga Nevers, del quale si contestava la politica filofrancese.



Figura 2.3: Costruzioni del complesso presenti nel 1630.

- Dalla metà del XVII secolo ai giorni nostri

Nessun intervento architettonico di qualche rilevanza caratterizza la storia del Palazzo Ducale dalla metà del Seicento, nell'epoca dei Gonzaga-Nevers, fino alla metà del Settecento, durante i primi lustri della dominazione degli Asburgo, che occuparono Mantova nel 1708. Dagli anni Settanta del Settecento il Palazzo, destinato a uffici di rappresentanza e a residenza, fu restaurato e rinnovato: di carattere tardo-barocco è la Sala dei Fiumi, di gusto neoclassico l'Appartamento degli Arazzi e l'Appartamento dell'Imperatrice. Dopo decenni di abbandono, in cui sotto la dominazione austriaca fu ridotto a caserma e magazzino, il Palazzo è stato nuovamente oggetto di importanti campagne di restauro, tra gli ultimi anni del XIX secolo e i primi quattro decenni del XX. Questi interventi hanno fortemente condizionato l'attuale aspetto del complesso palatino; furono date, per esempio, vesti gotiche al Castello di San Giorgio e alla facciata del Palazzo del Capitano.

2.1.2 Eventi sismici maggio 2012 e danni riscontrati

Ultimo evento sicuramente caratterizzante la storia del Palazzo è stata la serie di eventi sismici nella seconda metà del mese di Maggio 2012, localizzati nel distretto sismico della pianura padana emiliana, prevalentemente nelle province di Modena, Ferrara, Bologna e Mantova, ma avvertiti anche in molte altre aree dell'Italia Centro-Settentrionale.

La scossa più forte, di magnitudo 5.9, è stata registrata il 20 maggio 2012 alle ore 04:03:52 ora italiana (02:03:52 UTC), con epicentro in Finale Emilia, a una profondità di 6,3 km.

Il 29 maggio alle 09:00, una nuova scossa molto forte di magnitudo 5,8 è stata avvertita in tutto il Nord Italia, creando panico e disagi in molte città come Milano, Brescia, Piacenza, Parma, Verona, Padova, Rovigo, Vicenza, Venezia e soprattutto Modena, Ferrara, Reggio nell'Emilia, Bologna, Cremona e Mantova; l'epicentro è situato nella zona compresa fra Mirandola, Medolla e San Felice sul Panaro. A quella delle 9:00 si sono susseguite altre tre scosse rilevanti sempre in data 29 maggio: una alle 12:55 di magnitudo 5.4, una alle 13:00 di magnitudo 4.9 e un'ulteriore scossa alla stessa ora di magnitudo 5.2.

Il 31 maggio alle 16:58, una scossa di magnitudo 4,0 con epicentro a Rolo e Novi di Modena, ha colpito la zona della bassa reggiana e dell'oltrepò mantovano, già molto provate dalle scosse dei giorni precedenti che avevano avuto come epicentro la vicina area della bassa modenese. Sempre la sera del 31 maggio alle ore 21:04 si è verificata una scossa di magnitudo 4,2 con epicentro a San Possidonio.

Queste scosse sono state seguite da uno sciame sismico con scosse di magnitudo variabile di minore entità scala Richter. Un'altra scossa di magnitudo 5,1 è stata avvertita in tutto il Nord Italia il 3 giugno 2012 alle ore 21:20:43 ora italiana (19:20:43 UTC), con epicentro in Novi di Modena.

Le accelerazioni di picco registrate dall'accelerometro di Mirandola durante le scosse più forti del 20 e del 29 maggio 2012 sono state rispettivamente di 0.31 g e di 0.29 g, valori che in base alla carte vigenti di pericolosità sismica renderebbero stimabile in circa 2500 anni il tempo di ritorno di ciascun evento nella medesima area.

L'area interessata dall'innesco del sisma è una delle tante aree sismogenetiche prossime alle zone dell'Appennino, classificata a livello 3 della scala di riferimento del rischio sismico. Il complesso sistema di faglie che si diramano nella bassa pianura emiliana è quello della dorsale di Ferrara, che si raccorda a ovest con quella di Mirandola.

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) non ha escluso che la seconda scossa del 29 maggio, avvenuta a distanza di 9 giorni dal primo evento e di intensità di appena 0.1 gradi Richter inferiore, possa essere scaturita dall'apertura di una nuova faglia. Secondo questa ipotesi non si tratterebbe di una forte scossa di assestamento del primo terremoto, bensì di un secondo terremoto.

I terremoti sono avvenuti lungo piani di faglia orientati all'incirca in direzione Est-Ovest e con movimento compressivo con una significativa componente trascorrente in direzione Nord-Sud. Tale orientazione è concordante con le strutture regionali di tipo appenninico aventi, in questo settore di catena, un senso di trasporto con vergenza NNE. In particolare la sismicità della sequenza dei terremoti dell'Emilia ha interessato i fronti compressivi più esterni, quali il Fronte Ferrarese ed il Fronte di Mirandola. Quest'ultimo è caratterizzato dalla presenza di una struttura anticlinale, detta appunto anticlinale di Mirandola. Il movimento delle faglie durante il terremoto ha provocato l'accavallamento delle falde appenniniche sepolte, al di sopra della placca adriatica, causando sollevamento del terreno e raccorciamento crostale. Grazie alle immagini radar acquisite e utilizzando l'interferometria differenziale, è stato possibile valutare la deformazione del terreno dopo le scosse del 29 maggio. Con questi dati è stato possibile misurare che il suolo si è sollevato di massimo 12 centimetri nell'area epicentrale, mentre si è

abbassato di circa 2-3 centimetri nella zona di Finale Emilia. Queste ultime deformazioni sono probabilmente imputabili a movimenti superficiali di acqua nel sottosuolo.

Per lo studio delle sorgenti sismogenetiche i geologi dell'INGV hanno utilizzato dati geomorfologici e geologico-geofisici con particolare attenzione allo studio dell'idrografia della regione, quest'ultima in quanto elemento sensibile ai più piccoli cambiamenti indotti dall'attività tettonica. Attraverso lo studio del reticolo idrografico sono state rilevate anomalie del drenaggio di origine certamente non antropica. Tali anomalie, confrontate con le strutture delle anticlinali sepolte note dalla letteratura geologica, hanno reso possibile di ipotizzare l'origine di parte di esse e di identificare le strutture attive nel sottosuolo. Dall'ulteriore confronto con le serie storiche relative ai terremoti avvenuti nell'area interessata si può concludere che queste strutture sono sismogenetiche, ossia capaci di generare terremoti. In diversi casi è stato possibile osservare la coincidenza tra la posizione di una anomalia del drenaggio, la presenza di una anticlinale sepolta e la localizzazione di alcuni terremoti riportati nei cataloghi. Una notevole anomalia del drenaggio in un'area priva di sismicità storica nei pressi di Mirandola fu messa in evidenza già dal 2000 rilevandone la correlazione con una importante faglia attiva sepolta. La sequenza sismica con i forti terremoti del 20 e del 29 maggio 2012 ha riattivato porzioni delle sorgenti identificate come ITCS050-Poggio Rusco-Migliarino e ITCS051-Novì-Poggio Renatico. Queste sorgenti si ipotizza che siano all'origine dei terremoti e che siano state la causa in passato del sollevamento delle dorsali di Ferrara e Mirandola che in passato causarono lo spostamento del corso dei fiumi Po, Reno, Secchia e Panaro. In particolare i geologi dell'INGV ipotizzano che la scossa del 29 maggio sia stata originata dalla sorgente ITIS107-Mirandola.

Tutti i sette terremoti con magnitudo superiore a 5 hanno avuto epicentro posizionato lungo l'asse mediano della struttura tettonica attiva dal punto di vista sismico.

Per quanto riguarda le scosse principali, del 20 e 29 maggio 2012, il bilancio delle vittime arrivò a 27, molte delle quali causate da crolli di edifici industriali. Le strutture più danneggiate furono appunto edifici rurali e molti capannoni industriali, oltre a impianti di canalizzazione delle acque, edifici e monumenti storici edilizia civile di antica costruzione in ciottoli o pietra. I danni hanno interessato anche molti monumenti storici e luoghi d'interesse artistico culturale, soprattutto nelle aree di Mantova, Modena, Ferrara e Bologna, dovuti principalmente ai problemi legati alla carenza di resistenza al sisma che caratterizza tipicamente l'edilizia storica. Invece i casi di danni ad edifici di nuova costruzione sono spesso ascrivibili a fenomeni di liquefazione delle sabbie.

Situazione in Provincia di Mantova

La parte della Provincia di Mantova più colpita dal sisma che si è verificato in Emilia è quella dei Comuni appartenenti al cosiddetto "Cratere Sismico" che comprende 14 comuni dell'Oltrepò Mantovano. I comuni maggiormente distrutti all'interno del cratere sismico risultano essere in particolare Moglia, Gonzaga, Quistello, San benedetto Po, Pegognaga, Poggio Rusco, San Giacomo delle Segnate e San Giovanni del Dosso. In questi comuni si sono avuti danni ingentissimi a edifici pubblici e religiosi, che in molti casi sono stati distrutti, ma anche all'edilizia residenziale e industriale. In particolare Moglia risulta essere il comune

più danneggiato soprattutto per quanto riguarda i danni all'edilizia abitativa. Il patrimonio artistico e monumentale dei comuni colpiti ha subito danni ingentissimi: secondo la sovrintendenza numerose sono le chiese a codice rosso che rischiano la demolizione tra cui la Chiesa di San Giovanni Battista a Moglia, la Chiesa di San Bartolomeo Apostolo a Quistello, le parrocchiali di Poggio Rusco, San Giovanni del Dosso, San Giacomo delle Segnate e Schivenoglia e infine il complesso Monastico di San Benedetto Po. I centri storici, esattamente come in Emilia, si sono trasformati in zone rosse e con gravi danni alle attività commerciali situate in essi. In totale risultano circa 3500 le abitazioni danneggiate in Provincia di Mantova, con la situazione più critica è nei comuni di Quistello, Moglia, Gonzaga, San Giacomo delle Segnate e Poggio Rusco.

Situazione del Palazzo Ducale

Il Palazzo Ducale è stato interessato dall'evento sismico subendo diversi danni, soprattutto riguardo alcune sale della reggia Gonzaghese, come la Sala di Manto, la Galleria dei Mesi e il Corridoio del Bertani. Il Palazzo è stato chiuso il 20 maggio 2012 e successivamente riaperto solo in parte ai visitatori, a tutt'oggi il percorso che comprende Camera degli sposi nel Castello e Corte Nuova è inagibile. La scossa del 29 maggio 2012 invece, oltre ad aggravare la situazione preesistente, andò a danneggiare anche la Basilica Palatina di Santa Barbara e il Castello di San Giorgio, all'interno del quale riportò lievi danni anche la Camera degli Sposi del Mantegna.

Di particolare interesse, essendo il caso studio di questa tesi, risulta elencare i danni riguardanti Corte Nuova:

<u>Zona</u>	<u>Ambiente</u>	<u>Descrizione del danno</u>
CORTE NUOVA	Piazza Castello	Camini: rotture e fessurazioni dei camini con fenomeni di rotazione o fuori piombo;
	Appartamento di Nevers	Falda del tetto staccata dal colmo e scivolamento dei coppi;
	Corridoio di S. Barbara	Rotture e distacco di parti diffuse ed estese del soffitto in incanniccato con caduta di frammenti di intonaco anche di notevoli dimensioni;
	Scalone di Enea	Fessurazioni sulla volta (riapertura di fessurazioni); caduta frammenti di intonaco;
	Sala di Manto	Fessurazione verticale passante; caduta di pellicola pittorica e intonaco; caduta di porzione di cornice e di depositi e detriti;
	Sala dei Capitani	Fessurazione verticale passante, caduta frammenti di intonaco;
	Sala dei Duchi	Fessurazioni e caduta di intonaco;
	Sala dei Cavalli	Caduta di piccoli frammenti di pellicola pittorica dall'affresco Labirinto;
	Sala di Troia	Caduta di intonaco;

	Loggia del Tasso	Fessurazioni anche passanti con andamento inclinato;
	Galleria dei Mesi	Fessurazione trasversale lungo la volta; caduta di intonaco, stucchi e pellicola pittorica; disconnessione pavimento;
	Galleria della Mostra	Caduta di busto in gesso;
	passetto tra Appartamento delle Metamorfosi e corridoio di Paolo Pozzo	A seguito del crollo della lanterna del campanile di Santa Barbara si è verificato lo sfondamento del tetto e della balconata, parziale crollo del soffitto in incanniccato presenza di detriti, anche di notevoli dimensioni;
	Appartamento delle Balie	Lesioni diffuse in vari locali;

Dalla tabella risulta che:

- Sala di Manto e Sala dei Capitani: la profonda fessurazione con andamento verticale che interessa il muro divisorio tra le due sale (fessurazione che prosegue con notevole larghezza sul muro nel sottotetto, a cigli paralleli) evidenzia una criticità strutturale, in parte originata da discontinuità costruttive dell'impianto, che le sollecitazioni del sisma hanno aggravato rendendo non prorogabili gli interventi di consolidamento della struttura;
- Appartamento Grande di Castello: si evidenzia un quadro fessurativo che denota cedimenti della struttura e discontinuità costruttive, aggravate da sisma;
- Appartamento di Troia e Galleria dei Mesi: il quadro fessurativo di Corte Vecchia non evidenzia una condizione di criticità strutturale del fabbricato; le fessurazioni rilevate sono riconducibili a condizioni locali di sollecitazione dovuta alla geometria della fabbrica, discontinuità costruttive o precedente presenza di fessure; la caduta di porzioni di intonaco e di parti di apparato decorativo.

2.2 RILIEVO GEOMETRICO E DELLO STATO DI DANNO

Il rilievo geometrico del manufatto è lo strumento che consente di conoscerne la geometria, deve essere riferito sia alla globalità del corpo di fabbrica che alla geometria degli elementi costruttivi. In questa fase è possibile rilevare i rapporti spaziali tra gli edifici in aderenza. Il rilievo può presentare delle difficoltà operative, soprattutto negli edifici di carattere storico, legate all'accessibilità di alcuni spazi, quali sottotetti, cantine alle quali è necessario sopperire con altri metodi di indagine.

Il rilievo geometrico è anche la base di partenza sulla quale viene costruito il modello di analisi. Ad ogni livello di piano sono da rilevare le geometrie di tutti gli elementi in muratura, delle volte, dei solai e della copertura, delle scale, nicchie, cavità, aperture rinchiusi, canne

fumarie. È necessario inoltre rilevare e rappresentare il quadro fessurativo per definire le possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio nello studio dei cinematismi locali. La rappresentazione dei risultati del rilievo verrà effettuata attraverso piante, alzati e sezioni oltre che con particolari costruttivi di dettaglio. Completata questa operazione, si procederà, all'interno del rilievo geometrico complessivo, all'identificazione dello schema strutturale resistente.

In particolare dovranno essere individuati i punti significativi per un modello di calcolo, quali imposte degli orizzontamenti e dei sistemi archivoltati, entità dell'appoggio degli stessi sulle murature d'ambito (ex. per coperture). Nella configurazione di rilievo geometrico finale dovranno essere compiutamente determinabili le masse degli elementi e i carichi gravanti su ogni elemento di parete.

Il rilievo è stato effettuato in più fasi in collaborazione e con la strumentazione del dipartimento CIRCE dell'università IUAV di Venezia, tramite:

- rilievo visivo e riporto cartaceo dello stato di danno di ogni vano
- rilievo topografico con teodolite e apposizione di target
- rilievo con Laser Scanner 3D

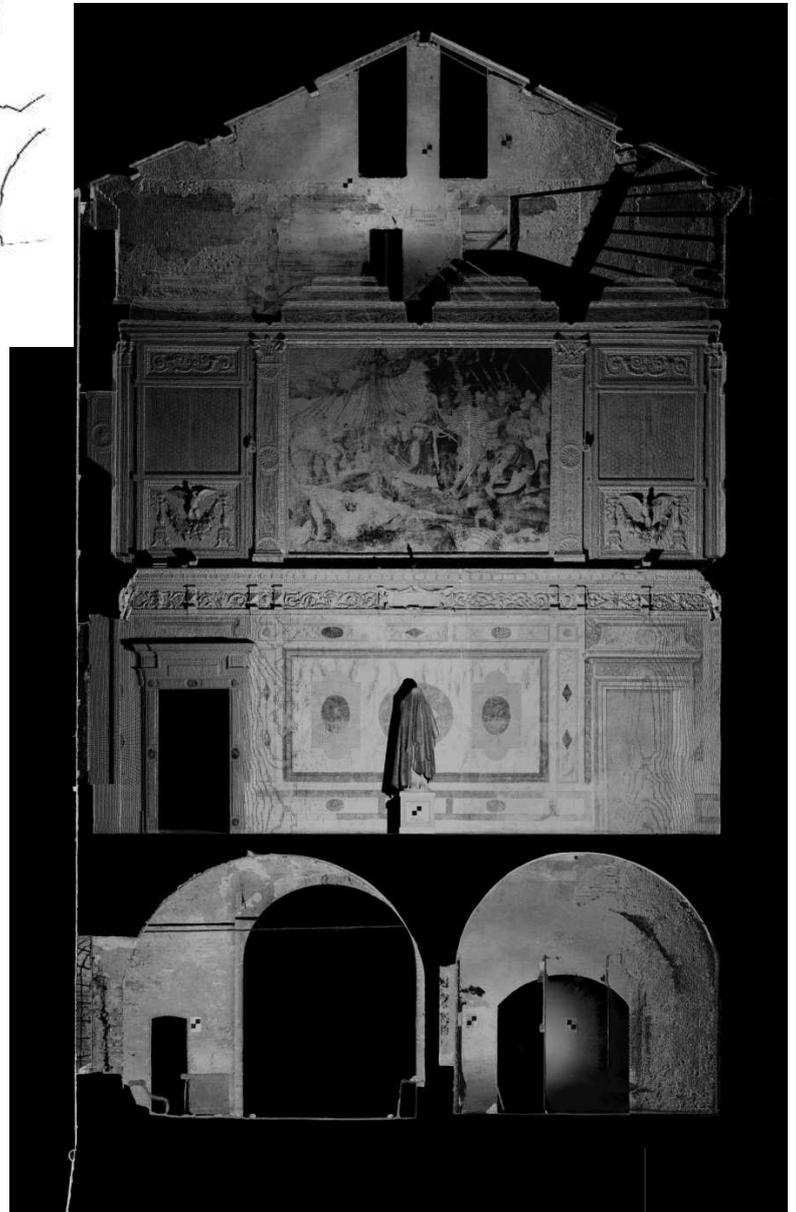
I risultati ottenuti con Laser Scanner sono ovviamente i più accurati (1 milione di punti rilevati al secondo), permettono la restituzione tridimensionale degli ambienti tramite nuvole di punti e la conseguente restituzione planimetrica con maggiore livello di dettaglio, da incrociare poi coi risultati degli altri rilievi e osservazioni. Tale rilievo è stato naturalmente accompagnato da un inquadramento topografico di tipo classico, necessario per poter orientare ed unire le varie scansioni. Il rilievo tramite laser delle varie sale ha portato alla produzione di ortofoto digitali, che sono rappresentazioni fotografiche geometricamente corrette e quindi misurabili, e che tengono conto della tridimensionalità di ciò che viene rilevato.

Con tali operazioni è stato possibile conoscere con sicurezza lo stato di fatto di tutti i locali dell'area; si riporta come esempio una sezione dell'edificio, Fig. 2.5, che mostra la caratterizzazione della parete divisoria tra sala Manto e Capitani, compresa la profonda lesione verticale, su tutti e tre i livelli.



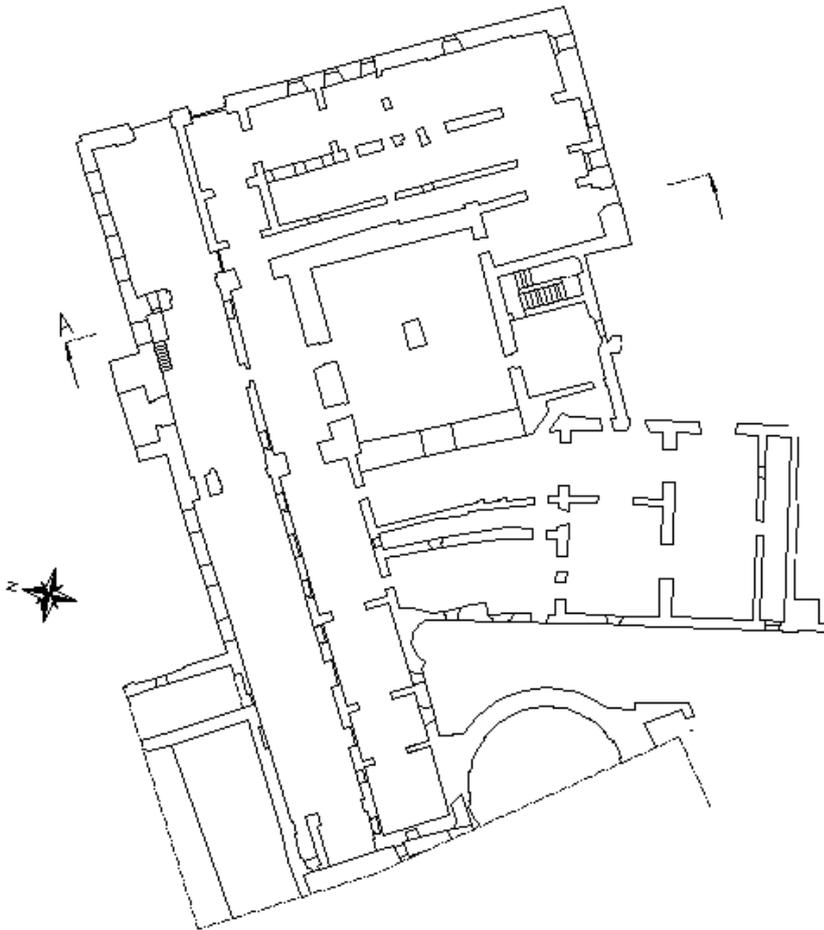
Figura 2.4: schema sezioni prodotte dal rilievo con Laser scanner

Figura 2.5: ortofoto sez.1

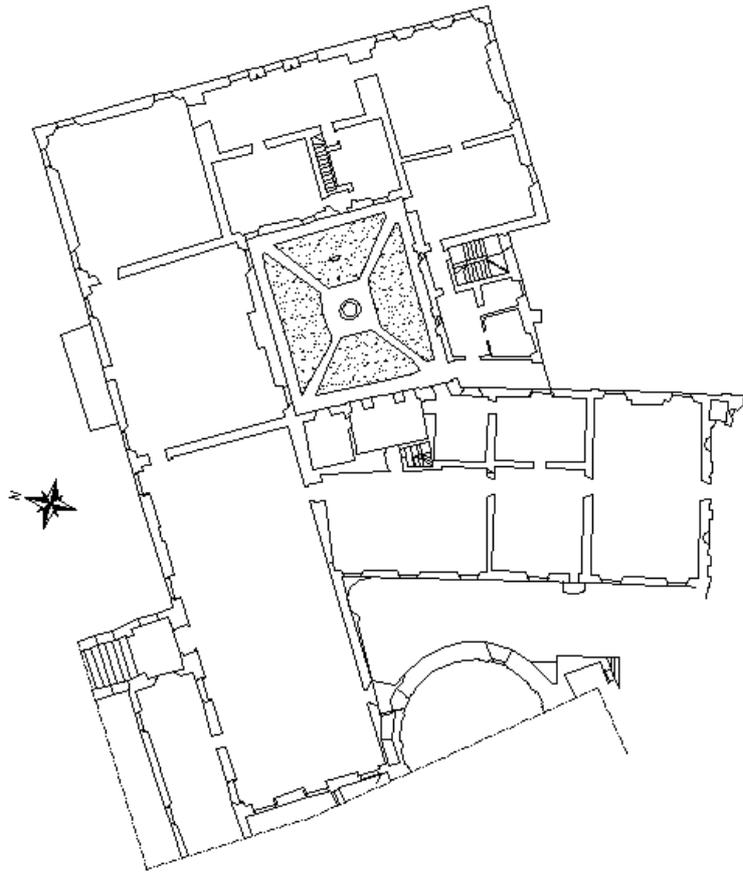


I livelli dell'area Corte Nuova sono stati rilevati completamente tramite le informazioni incrociate di rilievo topografico classico e con laser scanner, le cui caratteristiche geometriche sono state riportate qui di seguito; si precisa che i 3 principali livelli sono stati ulteriormente suddivisi, risultando 5, per differenze di spessori in altezza all'interno dello stesso piano.

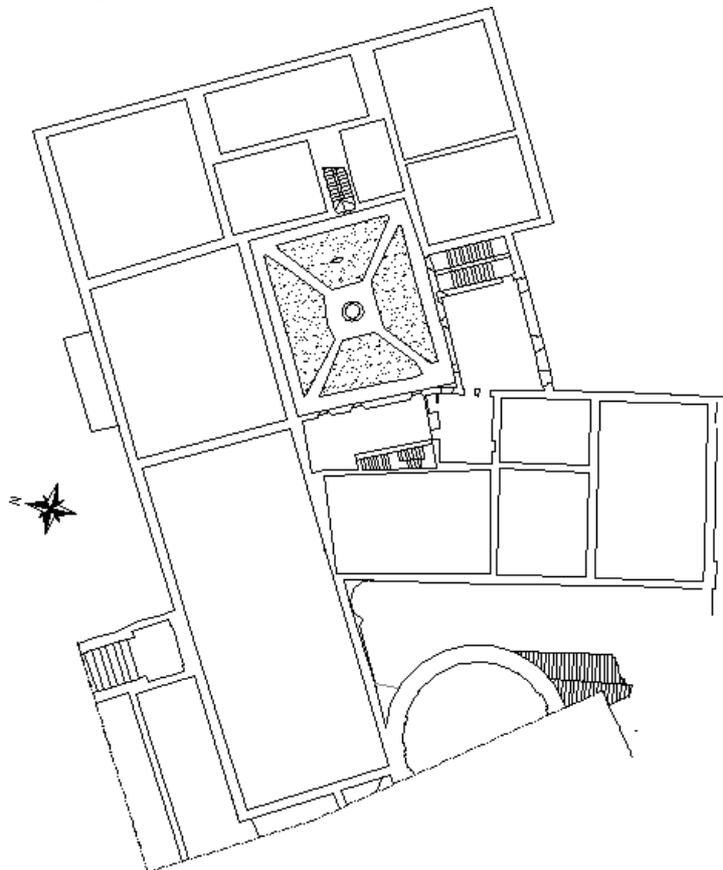
- Area Corte Nuova - livello 1 – Quota +20.50:



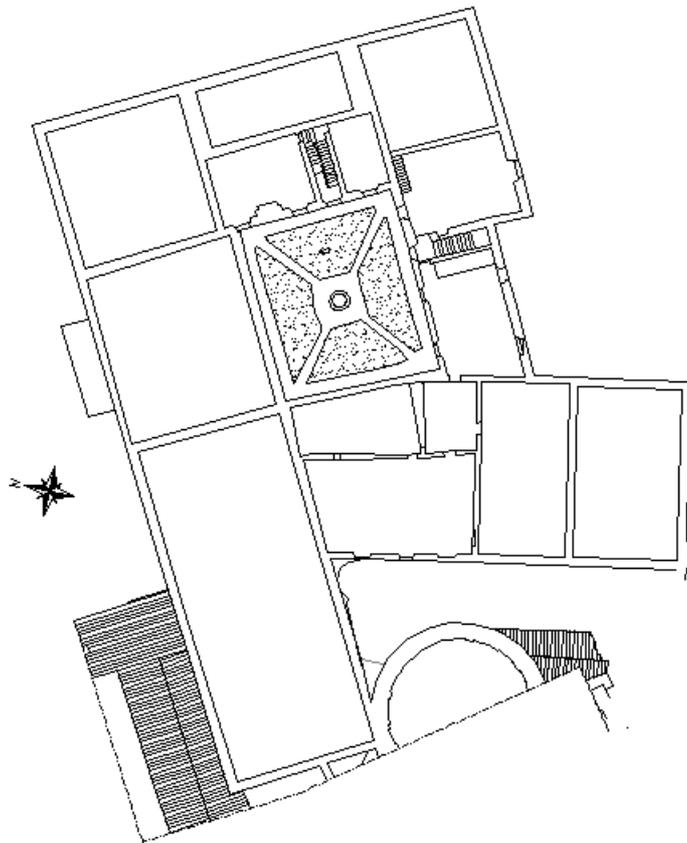
- Area Corte Nuova - livello 2 – Quota +26.00:



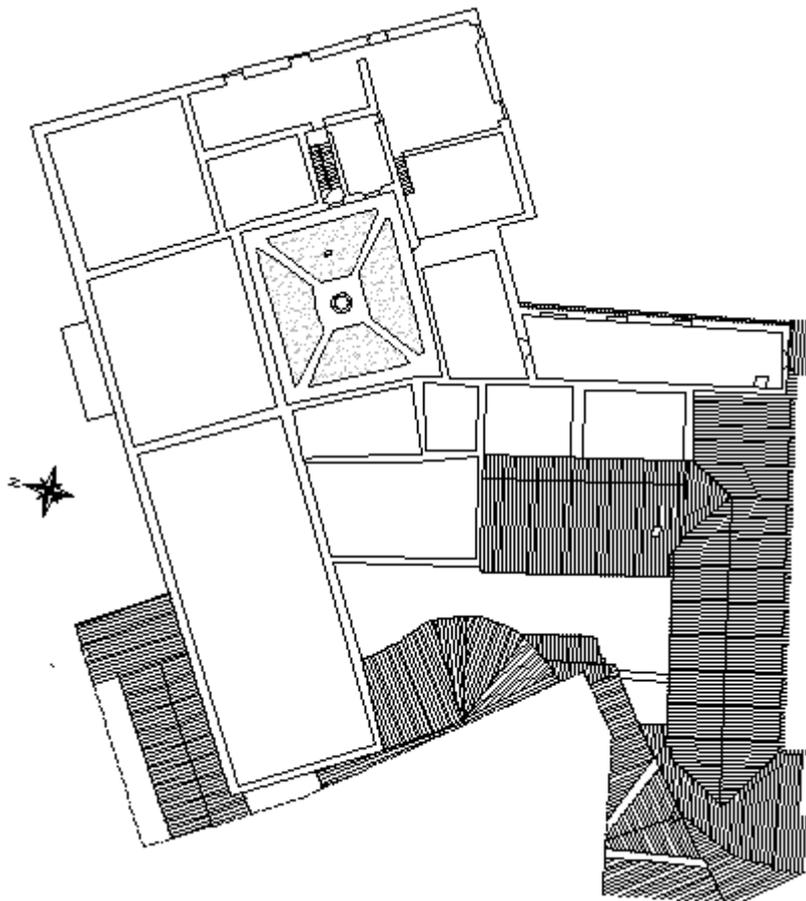
- Area Corte Nuova – Quota +29.00:



- Area Corte Nuova – livello 3 – Quota +33.00:



- Area Corte Nuova – Quota +35.00:



- Area Corte Nuova – sezione A-A



Come espresso precedentemente altra competenza del rilievo geometrico è identificare quali siano le imposte degli orizzontamenti e dei sistemi archivoltati, per cui si riportano (tramite l'ausilio schematico del modello) le pareti di ogni piano su cui insistono gli orizzontamenti.

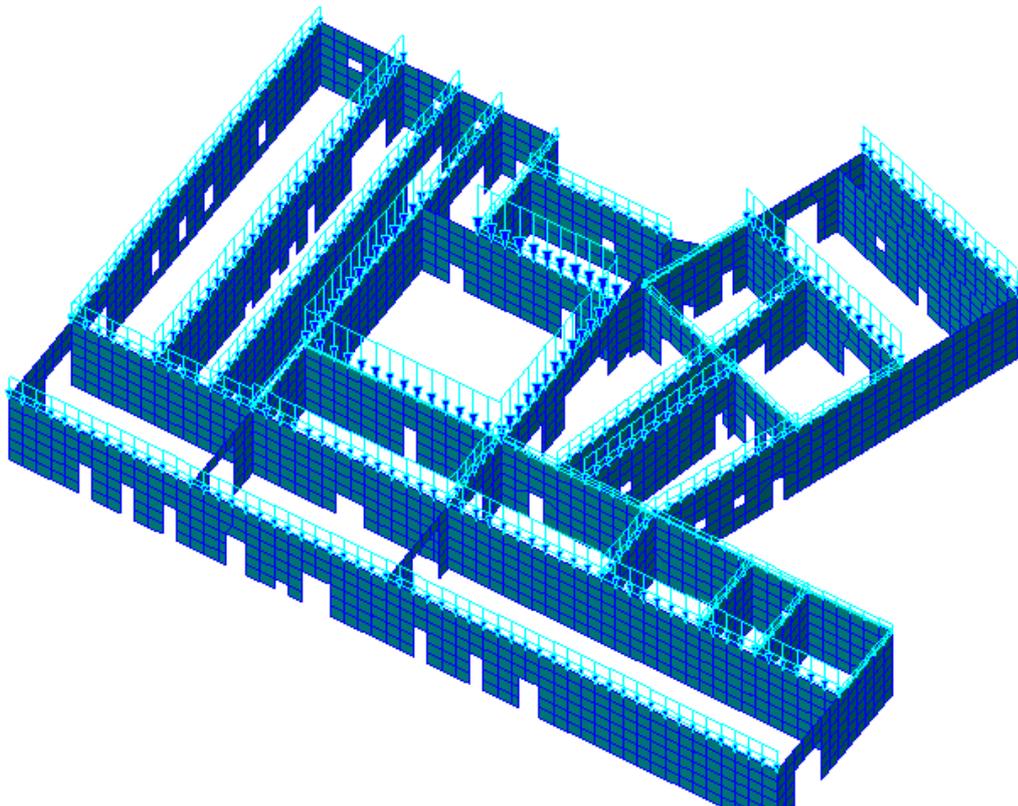


Figura 2.6: piano terra: pareti su cui insistono i carichi degli orizzontamenti

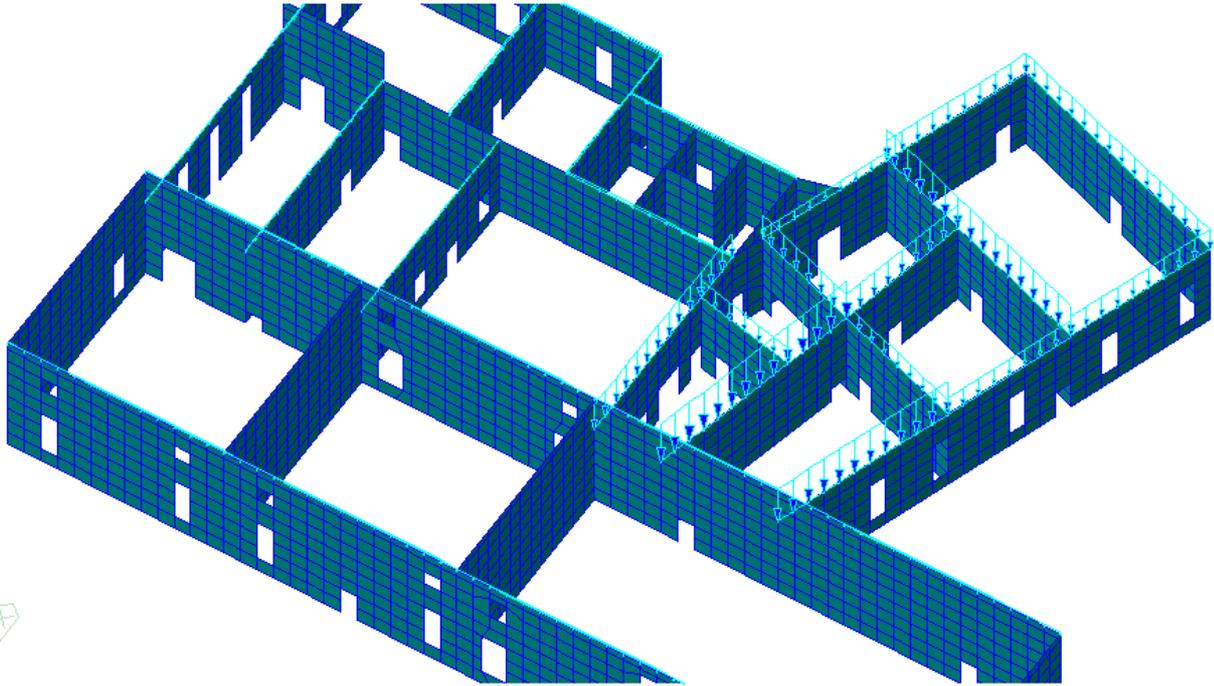


Figura 2.7a: piano primo: pareti su cui insistono i carichi degli orizzontamenti

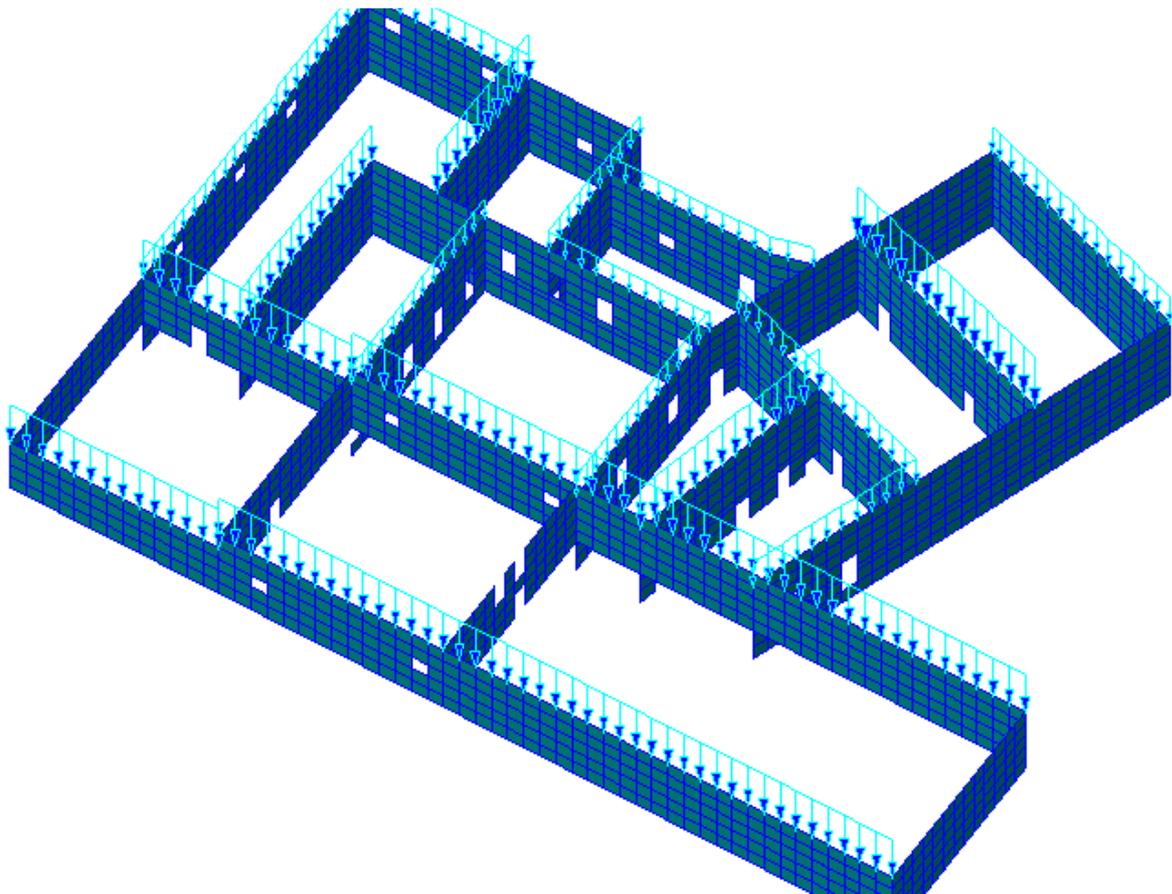


Figura 2.7b: piano secondo: pareti su cui insistono i carichi degli orizzontamenti

Come già evidenziato gli edifici esistenti sono caratterizzati dal loro specifico stato di conservazione. Spesso non mancano quadri fessurativi dovuti a cause di natura statica (ad esempio cedimenti differenziali, successivamente ipotizzati), essi sono determinanti per la risposta del sistema e sono elemento di vulnerabilità aggiuntiva. Le fessure pre-esistenti possono costituire un percorso preferenziale per le lesioni (insieme alla disposizione delle aperture) in caso di sisma, e facilitare l'attivazione di meccanismi locali di collasso. Altro fattore di vulnerabilità è il degrado dei materiali, per effetto del quale le proprietà meccaniche degli elementi vengono meno. Le lesioni vengono classificate secondo il loro andamento nonché in relazione alla loro entità. Analogamente le deformazioni esistenti sono classificate secondo la loro natura.

Dovrà quindi essere rilevato e rappresentato il quadro fessurativo, in modo tale da consentire l'individuazione delle cause e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'organismo. Le **lesioni** saranno classificate secondo la loro geometria (estensione, ampiezza) ed il loro più probabile cinematismo (distacco, rotazione, scorrimento, spostamento fuori dal piano). In maniera similare le **deformazioni** andranno classificate secondo la loro natura (evidenti fuori piombo, abbassamenti, rigonfiamenti, spancamenti, depressioni nelle volte, ecc.) ed associate, se possibile, ai rispettivi meccanismi di danno. (Queste ipotesi potranno poi essere integrate o cambiate attraverso i risultati delle altre fasi di rilievo: geometrico, delle fondazioni, delle trasformazioni subite, materico..).

Questo rilievo è stato svolto in più fasi su tutti i singoli vani di Corte nuova, secondo la modalità di rappresentazione standardizzata (vd. legenda Fig. 2.8) tramite "ribaltamento" delle 4 pareti in pianta. Questo lavoro ha permesso di identificare i muri maggiormente vulnerabili e danneggiati dal sisma e dall'invecchiamento, le porzioni di pareti implicate in cinematismi di ribaltamento e flessione fuori piano, di fare ipotesi su non ammorsamenti tra pareti ortogonali. Ne è esempio Fig. 2.9 dove il rilevamento della lesione verticale a tutta altezza tra la parete lato fossato e la parete divisoria tra sala Manto e sala Capitani ne ha fatto ipotizzare il probabile non ammorsamento, e di conseguenza si è andati infatti a verificare il relativo cinematismo di ribaltamento (cfr. 6.9.2).



Figura 2.8: rilievo fessurazioni piano 1 sala di Manto



Figura 2.9: rilievo fessurazioni piano 1 sala Capitani

2.3 RILIEVO MATERICO COSTRUTTIVO

La commistione di diverse strutture accorpate tra loro ha reso difficile la lettura stratigrafica dei vari elementi e la loro identificazione cronologica. Tuttavia le indagini per il rilievo materico-costruttivo sono cruciali per il percorso della conoscenza, permettendo di individuare completamente l'organismo resistente della struttura, utilizzando come parametri di giudizio anche qualità e stato di conservazione dei materiali.

Tale riconoscimento richiede l'acquisizione di informazioni spesso nascoste (sotto intonaco, dietro a controsoffitti, ecc.), che può essere eseguita grazie a tecniche di indagine non distruttive di tipo indiretto (termografia, georadar, tomografia sonica, ecc.) o ispezioni dirette debolmente distruttive (endoscopie, scrostamento di intonaci, saggi, piccoli scassi, ecc.). Queste dovrebbero essere estese, ma per motivi di natura economica o di vincoli architettonici, come nel nostro caso, è essenziale limitarne il numero e l'impatto.

Speciale attenzione dovrà essere riservata alla valutazione della **qualità muraria**, tenendo conto dei modi di costruire tipici di quel territorio e periodo storico, ed individuando le caratteristiche geometriche e materiche dei componenti della muratura, oltre che le modalità di assemblaggio. Di particolare importanza risultano:

- la presenza di elementi trasversali (denominati diatoni), di collegamento tra i paramenti murari;
- la forma, tipologia e dimensione degli elementi;
- il riconoscimento di una disposizione regolare e pressoché orizzontale dei corsi (o, in alternativa, la presenza di listature a passo regolare);
- la buona tessitura, ottenuta tramite l'ingranamento degli elementi (numero ed estensione dei contatti, presenza di scaglie) ed il regolare sfalsamento dei giunti;
- la natura delle malte ed il loro stato di conservazione.
- il grado di assemblaggio (cioè l'apparecchiatura, l'effettiva disposizione degli elementi della muratura) lungo lo spessore della muratura (ex. muratura a sacco o formata da due diverse cortine).

La lettura di uno schema strutturale resistente della struttura necessita di una conoscenza dei **dettagli costruttivi** e delle caratteristiche di **collegamento** tra i diversi elementi:

- tipologia della muratura (in mattoni, in pietra – squadrata, sbozzata, a spacco, ciottoli - o mista; a paramento unico, a due o più paramenti) e caratteristiche costruttive (tessitura regolare o irregolare; con o senza collegamenti trasversali, ecc.);
- qualità del collegamento tra pareti verticali (ammorsamento nei cantonali e nei martelli, catene, ecc.);
- qualità del collegamento tra orizzontamenti (solai, volte e coperture) e pareti, con rilievo di eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento (catene, ecc.);
- elementi di discontinuità determinati da cavedi, canne fumarie etc.
- tipologia degli orizzontamenti (solai, volte, coperture), con particolare riferimento alla loro rigidità nel piano;
- tipologia ed efficienza degli architravi al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad equilibrare le spinte eventualmente presenti;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità.

Il rilievo materico è stato svolto in collaborazione con l'archeologa Isabella Zaniboni, che ha effettuato un'approfondita caratterizzazione dei paramenti anche per supportare l'analisi storica, cioè l'individuazione delle fasi costruttive del manufatto. Infatti il riconoscimento di elementi caratterizzanti tipologie murarie di un dato periodo storico o di una certa fattura permette di **ricostruirne** l'impianto strutturale originario e quindi di dedurre i rapporti cronologici, **le fasi e le trasformazioni** a cui è stato soggetto il manufatto in esame.

Inoltre l'utilità di questo rilievo e della classificazione delle informazioni raccolte è anche il poter **determinare i parametri meccanici omogeneizzati** per le pareti del fabbricato (per modellazione o comunque verifiche).

L'analisi stratigrafica effettuata fino ad oggi è stata più meticolosa per la zona a piano terra denominata Volto Oscuro e "corridoio" interno adiacente, perché qui è risultato molto più impegnativo effettuare una caratterizzazione materica per i problemi di identificazione delle varie tipologie murarie che vi si incrociano, a volte anche analoghe ma in zone non adiacenti, e per la molteplicità delle unità murarie riscontrate, prodotto della stratificazione storica dell'area.

Il rilievo materico costruttivo si è svolto tramite prove visive in sito, fonti documentarie ed un'ampia documentazione fotografica, i cui risultati e considerazioni sono stati articolati sottoforma di schede delle **USM** (Unità Stratigrafiche Murarie) e delle **TM** (Tipologie Murarie), atte a descrivere rispettivamente i singoli elementi ed i relativi stati di conservazione.

U.S.M.

Per **USM** si intende una parte di muratura che risulta omogenea, in seguito ad azioni antropiche e naturali, per fattura e tipologia muraria. Di ciascuna si annotano:

- i rapporti stratigrafici con le altre unità, cioè le relazioni di posteriorità ("si appoggia"), di anteriorità e di contemporaneità
- l'estensione e la quota a cui si trova
- la datazione (relativa e assoluta)

oltre che parete e vano di appartenenza, e rilievo fotografico e quindi implicitamente superficie, contorno, posizione e caratteristiche geometriche.

Ne è esempio la scheda in fig. 2.10.

SCHEDA USM MUR. PALAZZO DUCALE		Volto Oscuro / Sala di Manto - prospetto interno sud		USM 1086
ESTENSIONE	<input type="checkbox"/> >25 <input type="checkbox"/> 20- 10 <input checked="" type="checkbox"/> <10			
QUOTA	Livello 0			
RAPPORTI STRATIGRAFICI	Sinopistica	-		
	Antica	USR 1067, 1068, 1120		
	Contemporanea	EA 116		
TECNICA MURARIA	Numero completo	TM 01		
	Analoga	USM 1091, 1092, 1102	TM 02	
DATAZIONE	Relativa	Fase III	ELEMENTI DATANTI	
	Assoluta		<input checked="" type="checkbox"/> anelli stralunati <input type="checkbox"/> lesioni murarie	
	Isotopica		<input type="checkbox"/> elementi architettonici	
OSSERVAZIONI / INTERPRETAZIONI				

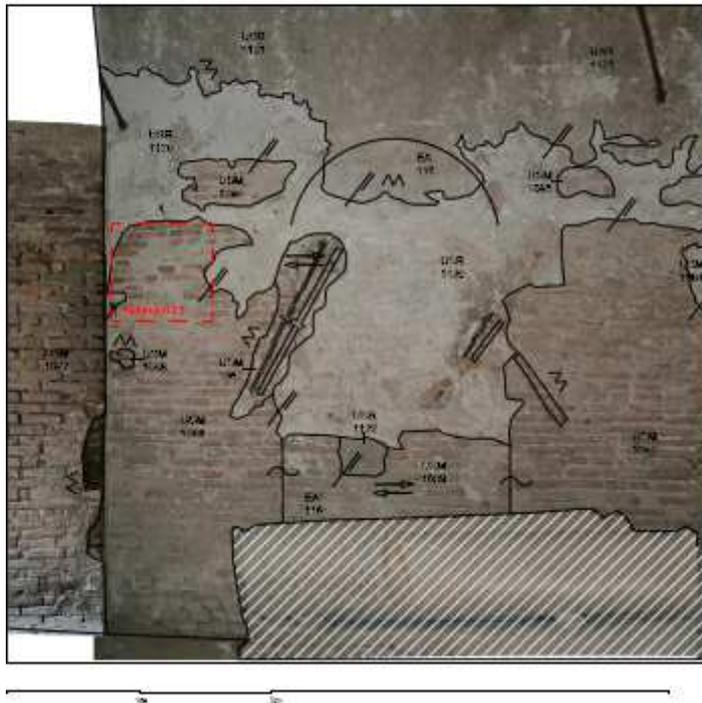
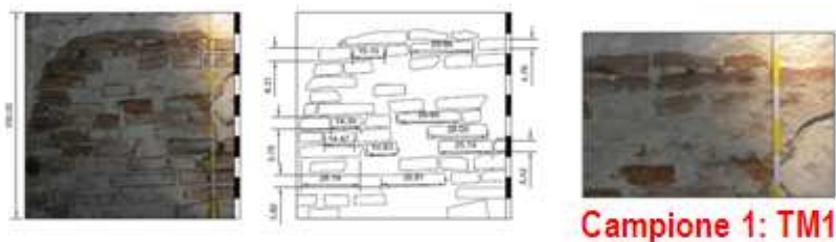


Figura 2.10

T.M.

Tipologia muraria si può definire l'insieme di materiale costruttivo impiegato, livello tecnologico delle maestranze, tradizione costruttiva del luogo, tali da produrre una tipologia di muratura omogenea e con caratteristiche riconoscibili. Il rilievo va a classificare in modo codificato tali tipologie tramite:

- composizione degli elementi di laterizio (caratteristiche e dimensioni)
- giunti (composizione malta e caratteristiche)
- tessitura
- stato dell'intonaco
- sezione (piena, a sacco, paramenti accostati)
- descrizione e rilievo fotografico con quotatura.



SCHEDA MURATURE MN - PALAZZO DUCALE		Volto Oscuro / Sala di Manto - Prospetto interno sud		campione 01 USM 1086
	MATERIALI	CARATTERISTICHE	DIMENSIONI	
BLOCCO	Composizione:	Lavorazione superficiale elementi:	Blocco (h x b):	
	mattoni omogenei di primo impiego e in minor misura di riempiego	<input checked="" type="checkbox"/> nessuna <input type="checkbox"/> a spacco <input type="checkbox"/> sbizzzatura <input type="checkbox"/> squadratura	MIN: 5 x 14 x 25.5 cm	
		Colore:	MAX: 8 x 15 x 30 cm	
Forma:		VAL. RAPPR.: 5.5 x 14 x 28 cm		
	<input type="checkbox"/> irregolare <input type="checkbox"/> mediamente regolare <input checked="" type="checkbox"/> regolare			
GIUNTI	Composizione malta:	Morbidezza e finitura superficiale:	Spessore orizzontale:	
	calce secca	<input type="checkbox"/> a filo <input type="checkbox"/> ribattuto <input checked="" type="checkbox"/> rifluente <input type="checkbox"/> degradata	MIN: 7 mm	
		<input type="checkbox"/> liscio <input type="checkbox"/> liscio a scivolo <input type="checkbox"/> striato	MAX: 16 mm	
		Colore:	VAL. RAPPR.: 15 mm	
	Impasto biancastro; inerti bianchi, grigi		Spessore verticale:	
	Composizione (osservazione macroscopica):		MIN: 5 mm	
sabbia medio-molto grossa e raro ghiaio; calcinacci		MAX: 25 mm		
Consistenza impasto:		VAL. RAPPR.: 10 mm		
<input type="checkbox"/> decessa <input type="checkbox"/> molto friabile <input type="checkbox"/> friabile <input checked="" type="checkbox"/> tenace				
TESSITURA	<input type="checkbox"/> senza corni <input type="checkbox"/> a corni sub-orizzontali <input type="checkbox"/> a corni sub-orizzontali paralleli <input checked="" type="checkbox"/> a corni orizzontali <input type="checkbox"/> a ricorni			
	<input checked="" type="checkbox"/> di testa e di fascia <input type="checkbox"/> prevalentemente di testa <input type="checkbox"/> prevalentemente di fascia			
	<input checked="" type="checkbox"/> buoni sfalsamento dei giunti <input type="checkbox"/> parziale sfalsamento dei giunti <input type="checkbox"/> zeppe <input type="checkbox"/> corni di ripianamento			
Intervallo:				
INTONACO	strato preparatorio di intonaco cementizio di colore grigio (USR 1120) e strato di intonaco cementizio di colore grigio (USR 1121)			
SEZIONE	Composizione nucleo:	<input type="checkbox"/> piena <input type="checkbox"/> paramenti accostati <input type="checkbox"/> semisacco <input type="checkbox"/> sacco <input checked="" type="checkbox"/> n. r.	Spessore totale:	
	n. r.	<input type="checkbox"/> presenza di elementi di punta <input type="checkbox"/> presenza di dilatori		-
				Spessore dei nuclei:
n. r.				n. r.
DESCRIZIONE	Muratura in mattoni omogenei di primo impiego disposti sia di testa che di fascia a corni orizzontali. Colore rosso, malta di calce secca, giunti rifluenti. Sezione della volta non rilevabile.			
OSSERVAZIONI				

Figura 2.11

Per rendere quindi operativa tutta questa identificazione dei materiali che costituiscono i paramenti e del loro stato si è proceduto quindi all'**individuazione e perimetrazione delle unità stratigrafiche**, per ogni parete e per ogni vano.

Ad esempio si prenda in considerazione la parete nord-ovest, del vano 06 (= volto oscuro), a livello 0 (= piano terra):

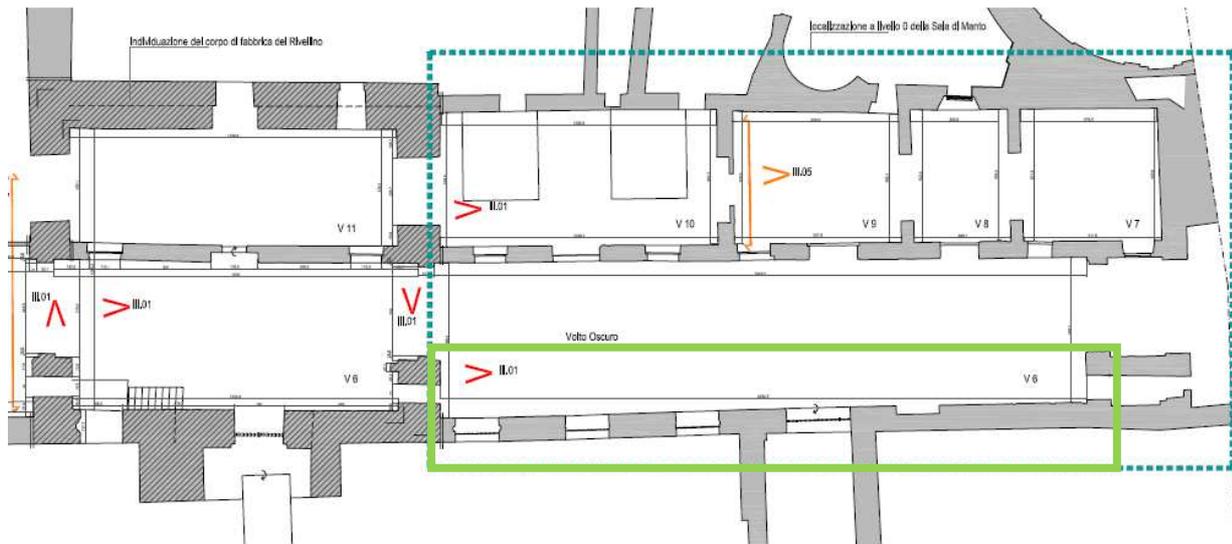


Figura 2.12 :Individuazione parete

Fotopiano della parete in esame:

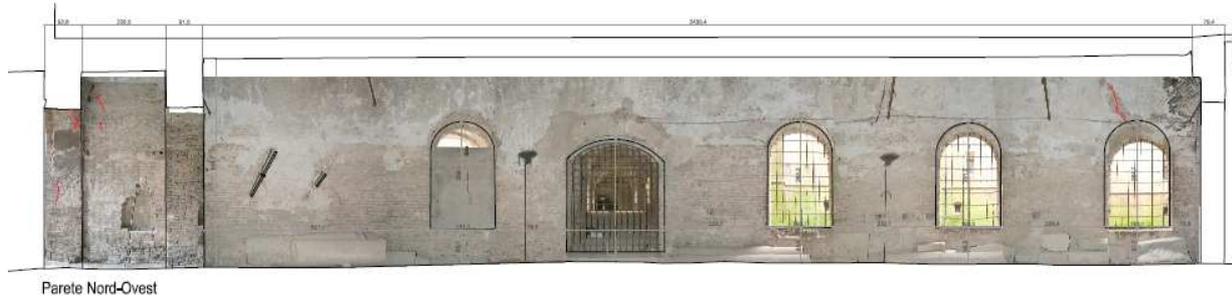


Figura 2.13 :parete nord-ovest

Individuazione e numerazione di ogni unità stratigrafica:

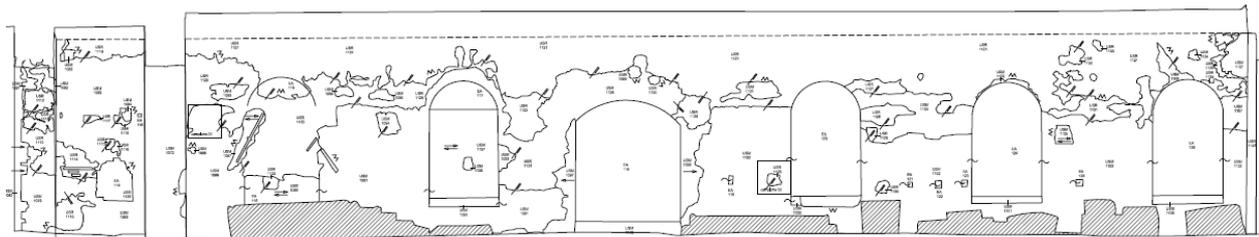


Figura 2.14: unità stratigrafiche

Si va quindi ad visionare una porzione per volta del paramento:

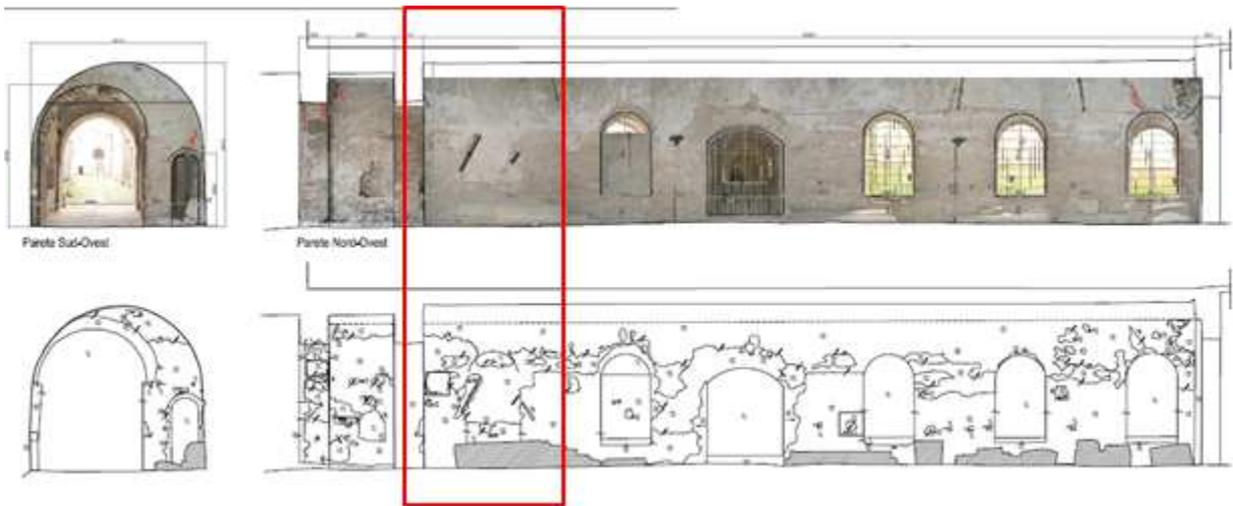


Figura 2.15

E si possono mettere in relazione graficamente per una comprensione più immediata unità stratigrafiche e tipologie murarie: in questo caso la USM1 è stata costruita secondo la tecnica muraria catalogata TM1. (Fig. 2.16)

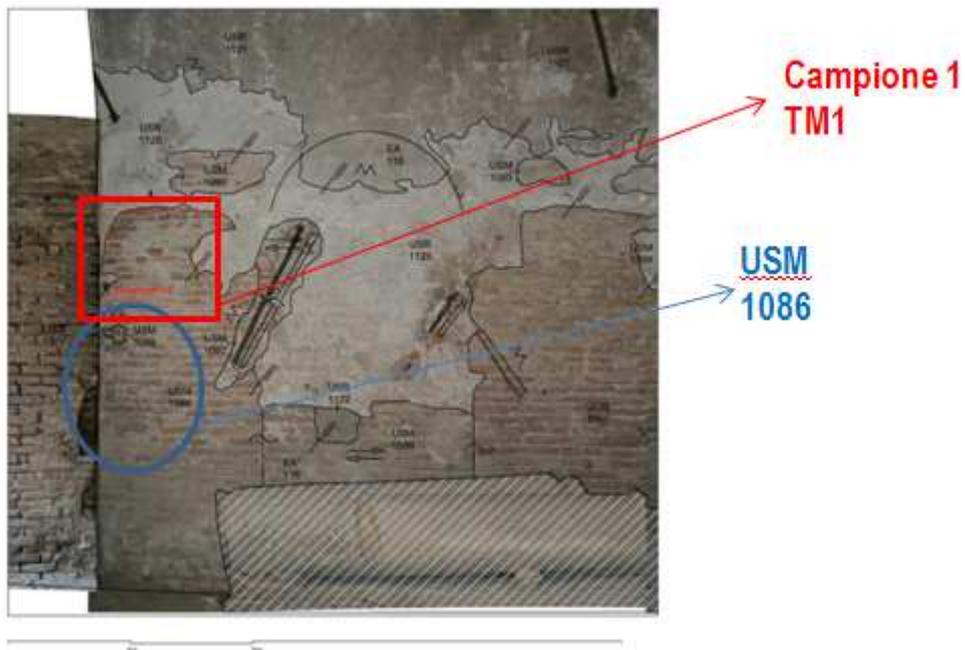
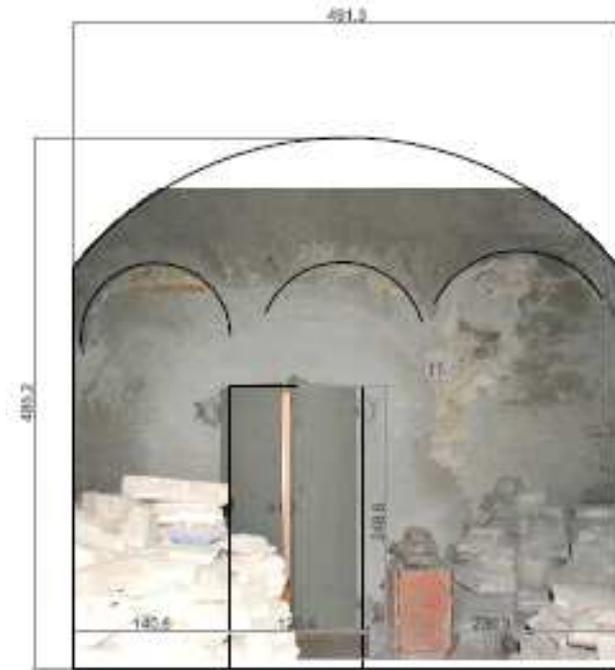


Figura 2.16

Altro esempio dell'utilità di questa analisi materica si può ritrovare nell'identificazione della parete nord-est del vano 09, livello 0: ha infatti permesso di trovare analogie con la parete che chiude a nord-est il rivellino ("esterno ovest rivellino – Volto oscuro") (TM e USR "decorazione affresco da esterno XVI secolo") e quindi di esprimere l'ipotesi fondata che anche questa parete fosse esterna in un primo momento, e dunque delimitasse la zona denominata Manto1.



Parete Nord-Est

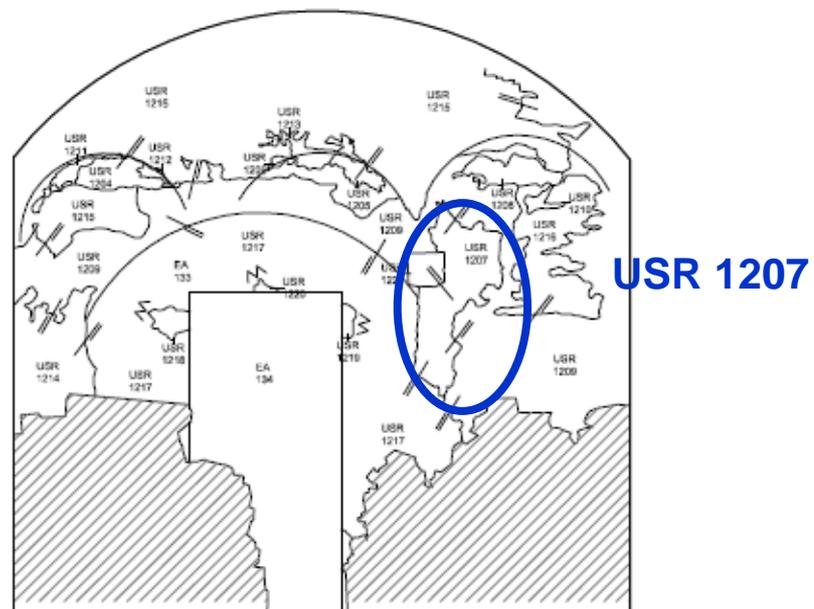


Figura 2.17

Generalmente è presente una “TM” per ciascuna USM; ciò non è sempre vero, per esempio, si presentano casi in cui è necessario procedere alla rilevazione di diversi campioni per una stessa USM per presenze di listature che ne camuffano la geometria

Le operazioni di rilievo, come espresso precedentemente, vertevano anche:

- sul riconoscimento del tipo di orizzontamento: sempre con riferimento a volto oscuro classificati come voltati, a botte o botte lunettato, in laterizio;

- sulla caratteristiche costruttive: ad esempio dall'osservazione del particolare, Fig 2.18, della parete nord-est del rivellino si è riconosciuta una tessitura regolare, con giunti rifluenti lisciati a scivolo, particolare costruttivo poi ritenuto identificativo delle murature appartenenti al rivellino;
- sul grado di ammassamento tra orizzontamento e pareti verticali (superficie di appoggio), e tra pareti verticali tra loro ortogonali: in quest'ultimo caso un esempio riscontrato è stato il buon ammassamento nei cantonali delle pareti costituenti il rivellino (schema Fig 2.19) e viceversa il visibile accostamento dei paramenti murari edificati in adiacenza al rivellino, e dunque non ben ammassati (Fig.2.20).



Figura 2.18

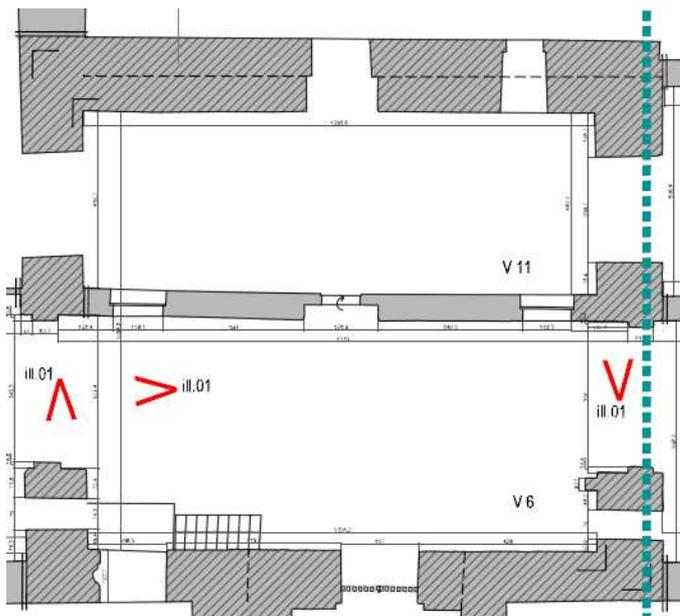


Figura 2.19



Figura 2.20

2.4 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Altro passaggio per la conoscenza del manufatto è l'analisi dei materiali per ricavarne la caratterizzazione meccanica, cruciale per la modellazione del comportamento strutturale e per predisporre le tecniche di intervento più idonee. Infatti se il rilievo visivo consente di avere una buona conoscenza dei paramenti e del loro degrado, solo le prove strumentali permettono di conoscerne i parametri di deformabilità e resistenza.

I metodi di indagine sono vari e possono riassumersi nelle macro categorie di diagnostiche strumentali non distruttive e distruttive:

1) Strumentale non distruttiva

Le prove di tipo indirette consentono di integrare quanto espresso per le prove visive, e vi rientrano prove soniche ed ultrasoniche. Il limite di tali indagini sta nel fatto che non sono in grado di fornire stime quantitativamente attendibili dei parametri meccanici, in quanto sono determinati attraverso altre grandezze come, per esempio, la velocità di propagazione dell'onda di volume. Consentono solamente di valutare l'omogeneità dei parametri meccanici nelle diverse parti della costruzione.

2) Strumentale diretta = distruttiva

L'acquisizione dei parametri meccanici attendibili non può che conseguirsi con prove di natura distruttiva di tipo diretto. Le **malte** possono essere indagate con prove in sito non distruttive (prove sclerometriche e penetrometriche), o analisi chimiche di caratterizzazione su campioni prelevati in situ (in profondità nello spessore murario in modo da non essere affetti da fenomeni di degrado superficiale). Sui **mattoni** e sulle **pietre** si possono invece condurre prove meccaniche di laboratorio per la determinazione del modulo elastico e delle resistenze a trazione, flessione e compressione. Lo stato tensionale, il modulo elastico, e la resistenza a compressione della muratura possono essere indagate con prove di martinetto piatto, martinetto doppio e prove di compressione su pannello murario. La resistenza a taglio ed il modulo elastico a taglio sono indagati con prova di compressione diagonale oppure prova di compressione e taglio.

Dato il carattere distruttivo di tali prove, andranno impiegate solo se ben motivate e giustificate dall'uso dei relativi risultati nella modellazione. Data l'impossibilità a procedere in tale direzione nel caso studio, l'identificazione delle caratteristiche meccaniche viene ottenuta per analogia con murature simili, cioè attraverso tabelle desunte da sperimentazioni di riferimento. Si utilizzeranno i valori di riferimento dei parametri meccanici riportati nella Tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009, n° 617 (cfr tab.) per il livello di conoscenza limitata LC1, sulla base dei valori assegnati alla tipologia di muratura "mattoni pieni e malta di calce" assumendo i valori minimi degli intervalli proposti.

f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
240	6.0	$((1200+1800)/2) = 1500$	$((400+600)/2) = 500$

tab. 2.1 – parametri di resistenza medi utilizzati nelle valutazioni di vulnerabilità

	f_d [N/cm ²]	$\tau_{0,d}$ [N/cm ²]
FC=1,35	88.89	2.22

tab. 2.2 – parametri di resistenza di verifica utilizzati nelle valutazioni di vulnerabilità

2.5 SEQUENZA FASI TRASFORMAZIONE EDILIZIA

La storia delle trasformazioni di un edificio o di un aggregato di edifici è fondamentale per metterne in evidenza le proprietà strutturali, il corretto sistema resistente e soluzioni inefficaci dal punto di vista sismico. Non si può individuare il sistema resistente del manufatto se non si è a conoscenza dell'evoluzione dello stesso nel tempo. Con questa analisi si vuole ricostruire la successione cronologica delle fasi costruttive delle diverse porzioni per distinguere quelle originarie dagli elementi costruiti in seguito; questo permette di mettere in evidenza le zone di possibile discontinuità strutturale, non ammorsamento e disomogeneità del materiale, sia in planimetria che in elevazione.

Le finalità dell'identificazione di questa sequenza di fasi è fondamentale per la valutazione della vulnerabilità sismica, in quanto per esempio le pareti del nucleo originario, se in buone condizioni e ben collegate tra loro, è plausibile non siano altrettanto ben ammorsate ai muri adiacenti che vi si innestano, quindi esse sono molto vulnerabili all'innescarsi di meccanismi di collasso critici in caso di sisma.

Questa analisi è stata supportata da ricerca in archivi storici, e soprattutto, da ricerca archeologica e di caratterizzazione della tipologia muraria dei paramenti (vd. cap.2.3), tramite ricerca visiva di conferme negli ammorsamenti, negli addossamenti, nell'apparato decorativo, nell'analogia della modalità costruttiva.

L'elemento caratterizzato come originario è il **rivellino di San Nicolò** (nome a richiamo del santo titolare di una chiesa nelle vicinanze). Un rivellino (o revellino) è un tipo di fortificazione indipendente generalmente posto a protezione di una porta di una fortificazione maggiore. In quanto opera esterna di una fortificazione importante quasi tutte le grandi fortezze o cinte murarie possedevano uno o più rivellini; questi ultimi, però erano spesso strutture provvisorie (non dovevano offrire protezione ad un assalitore che se ne fosse impadronito cosicché doveva essere facile renderli inutilizzabili nella fronte rivolta alla fortificazione che proteggevano) quindi non solo molti i casi in cui si sono conservati fino ad oggi, come in parte in questo caso.

L'analisi dei documenti storici ha permesso di affermare con sicurezza l'esistenza di questo torrione di difesa esterno al momento della decisione da parte di Federico II (dal 1534 (Rodella, 1986)) di edificare gli appartamenti di Corte Nuova, un torrione di altezza pari al Castello di san Giorgio, che faceva forse parte della cinta muraria affacciata sul Lago Inferiore e circondato anch'esso da un fossato. La parte di base è ancora ben visibile (per un'altezza corrispondente al piano terra) dall'esterno nelle basi delle scarpate, dall'interno nell'androne a piano terra nelle volte di sostegno a crociera (Fig. 2.21), oltre che distintamente negli ammorsamenti tra le quattro pareti componenti il corpo di fabbrica del rivellino, fig. 2.23.



Figura 2.21: Volte lunettate-rivellino



Figura 2.22: Rivellino in carta topografica 1400

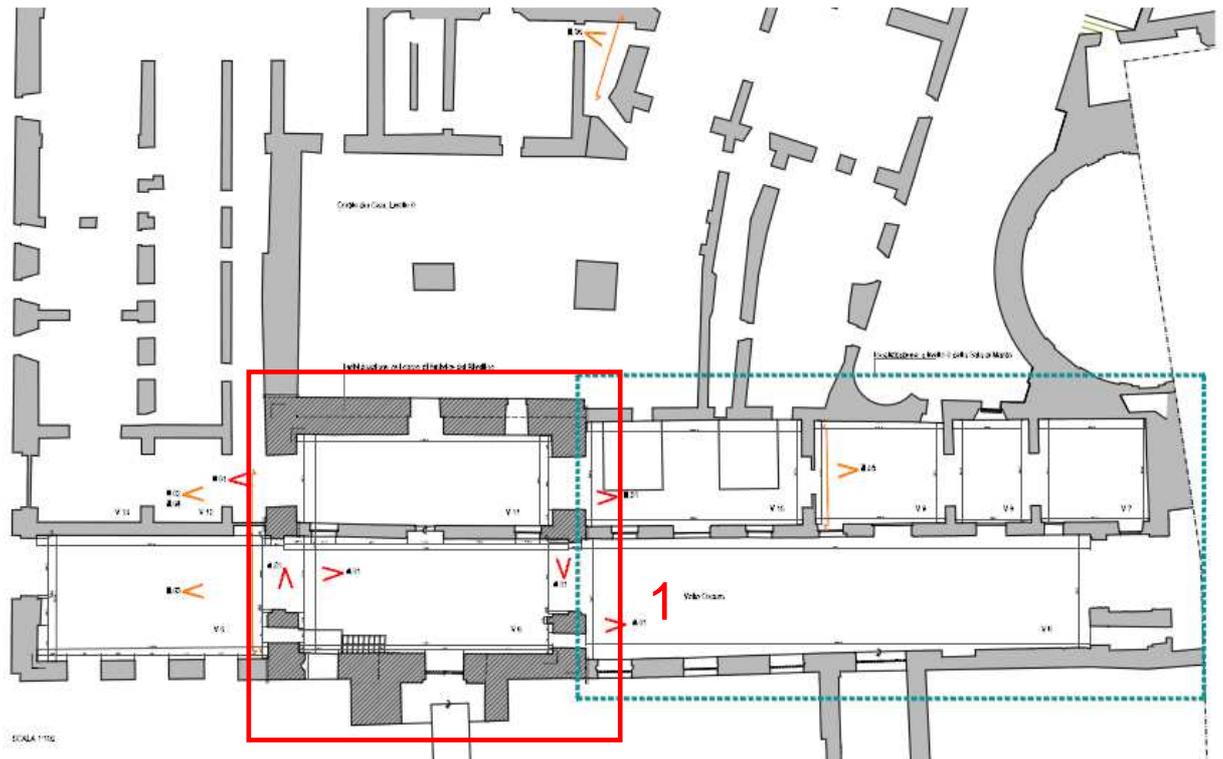


Figura 2.23: Identificazione del rivellino

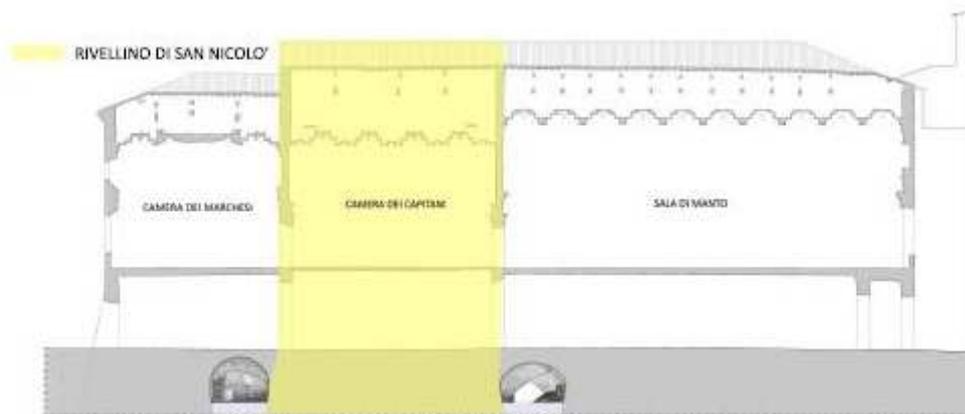


Figura 2.24: sezione longitudinale che sovrappone rivellino e costruzioni cronologicamente posteriori

La seconda zona costruita in ordine cronologico è risultato essere “Manto 1”, così denominata perché prima estensione dell’attuale Sala di Manto. In questa sua prima configurazione essa viene concepita come ingresso all’appartamento di Troia, fatto edificare a Giulio Romano dal duca Federico II tra il 1536 e il 1539 (*L’Occaso, 2009*). I suoi “limiti” sono stati individuati anche grazie a presenza di residui di affreschi sulla parete divisoria tra vano 10 e vano 9, all’interno degli ambienti dei volti interni. (Fig. 2.25) Questi infatti stanno presumibilmente ad indicare un precedente confine esterno, e sono stati ritrovati anche all’esterno della parete nord-est del rivellino.



Figura 2.25: parete divisoria vano 9-10: tracce affreschi

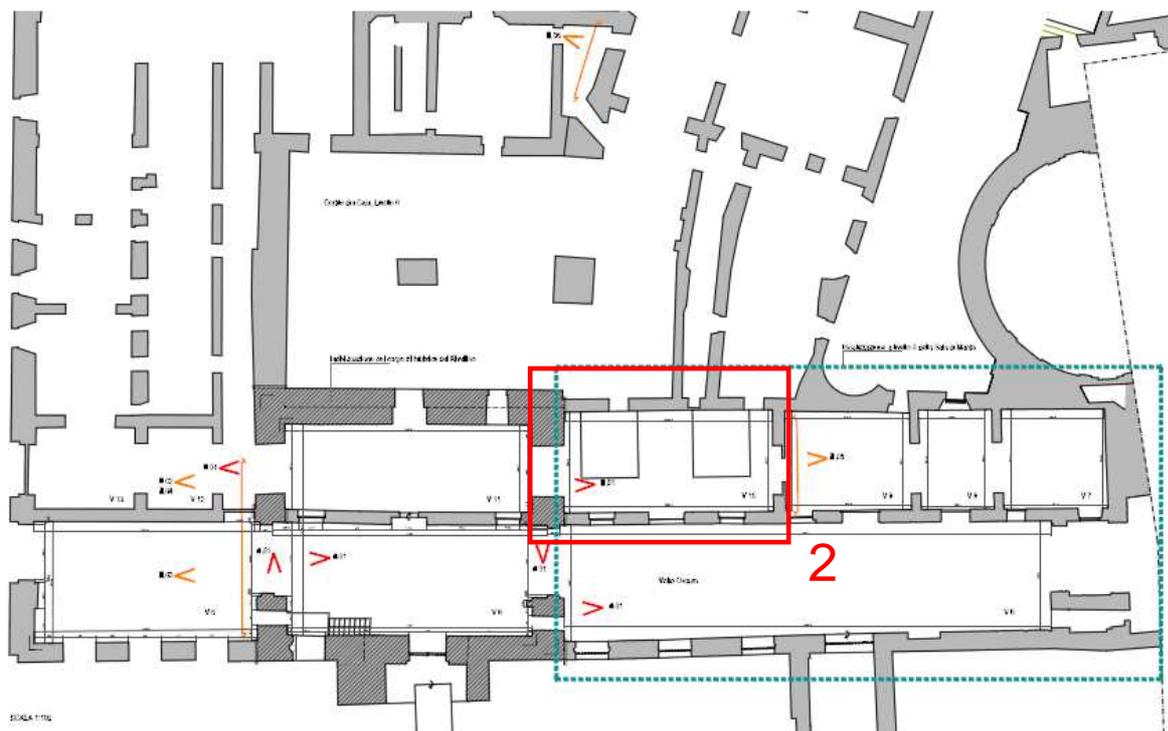


Figura 2.26: Identificazione di "Manto1"

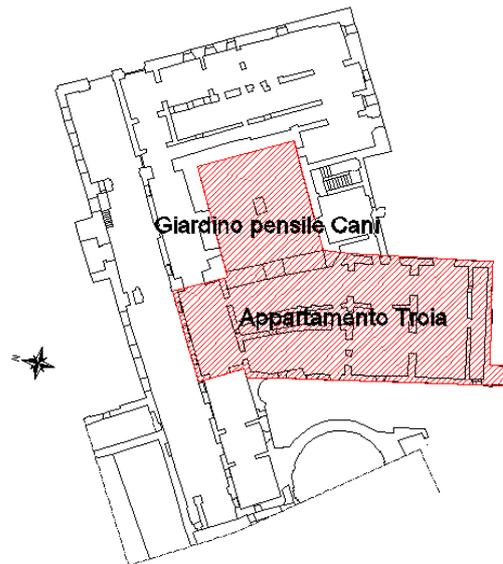


Figura 2.26: prima estensione appartamento di Troia

Il corpo di fabbrica del rivellino è poi stato totalmente inglobato all'interno della costruzione dell'area Corte Nuova del Palazzo: risulta che il duca Guglielmo Gonzaga incaricò il Bertani (Prefetto generale delle fabbriche) di regolarizzare gli spazi di Corte Nuova e la loro connessione, ed in particolare questa parte fu completata entro il 1561 (Rodella, 1986). Dagli interni del rivellino di S. Nicolò venne ricavata al piano nobile sala Capitani, nella conformazione attuale, e la sala di accesso, Manto, fu allargata fino alle attuali dimensioni, quindi tali da comprendere sia parte di Volto Oscuro (la parte esterna) sia i quattro ambienti interni con i solai voltati (vani 7,8,9,10). Insieme essi formavano il primo nucleo dell'appartamento Grande di Castello. La successiva fase costruttiva viene dunque individuata nell'allargamento di sala di Manto.

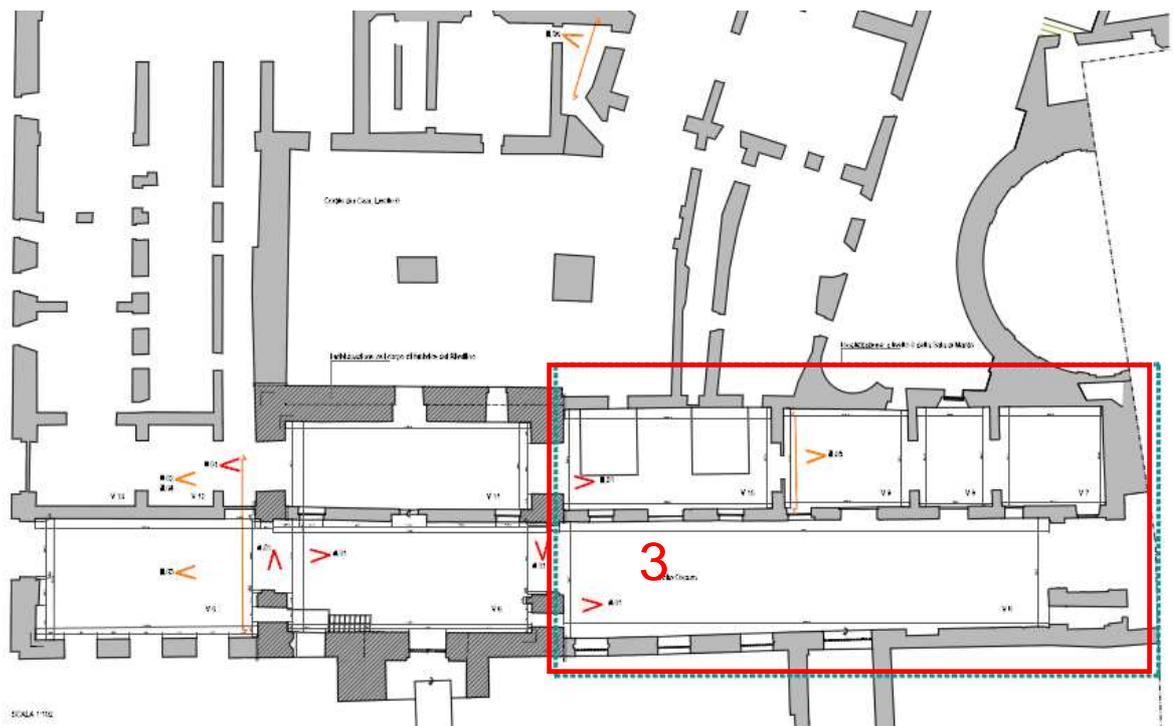


Figura 2.28: Identificazione di "Manto2"

L'ultima parte ad essere stata realizzata di questa zona di Corte Nuova è quella corrispondente a sala Marchesi, fig 2.29. Entro il 1574 il Bertani procede all'aggiunta del fabbricato includente sala dei Marchesi, addossato al rivellino a nord-est (lato lago), oltre che degli altri ambienti racchiudenti il cortile dei Cani, cioè sala dei Duchi e ambienti intermedi tra le due (Rodella, 1986). Evidenza di questa edificazione posteriore a quella del rivellino è nei resti del portale dipinto sulla parete esterna verso il ponte di S.Giorgio, ora quasi tutto occultato dalla costruzione addossata, Fig. 2.30. Inoltre con la costruzione di questo nuovo corpo di fabbrica, comprendente sale Marchesi e duchi il giardino pensile divenne Cortile dei Cani chiuso sui quattro lati.

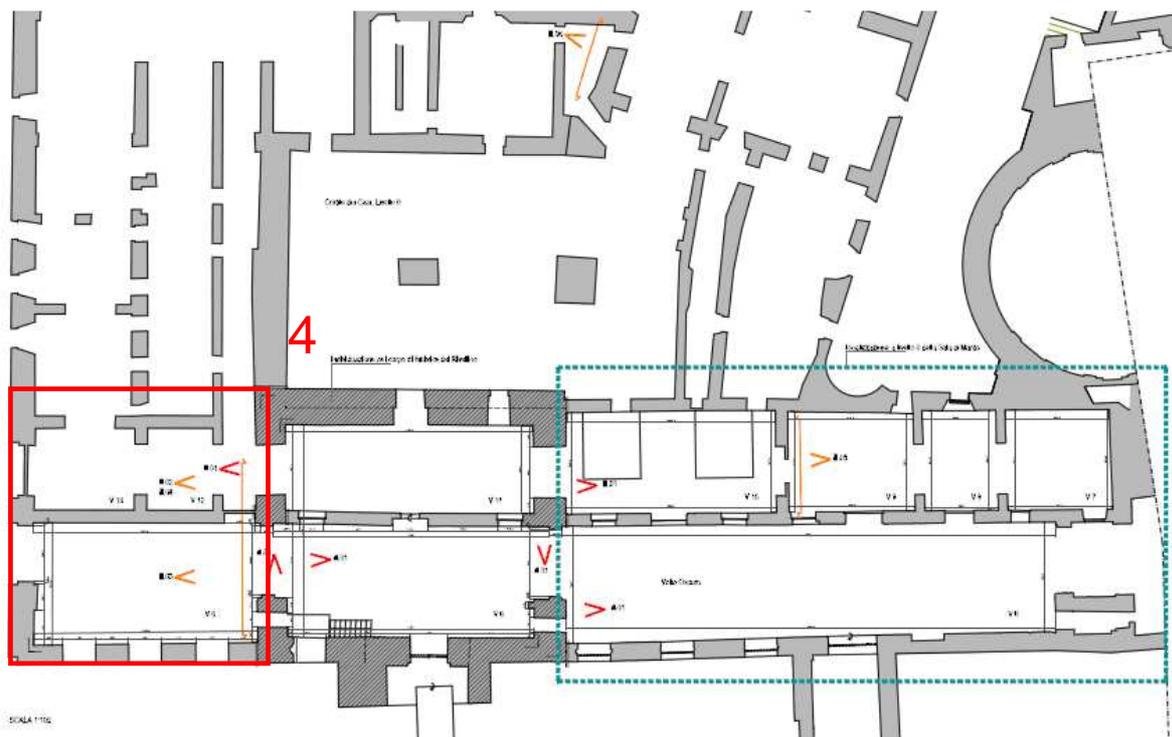


Figura 2.29: Identificazione dell'ultima fase di costruzione



Figura 2.30: resti decorazione pittorica dell'originaria porta esterna rivellino

3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DEL FATTORE DI STRUTTURA

3.1 Premessa

Come sopracitato si fa riferimento alla porzione di Palazzo Ducale a Mantova denominata "Corte Nuova". Le coordinate geografiche che identificano il sito sono le seguenti, Figura 3.:

Latitudine 45.16

Longitudine 10.80

Si riportano alcune viste della porzione considerata, Figura 3.2-3.



Figura 3.1 – Palazzo Ducale Mantova: coordinate

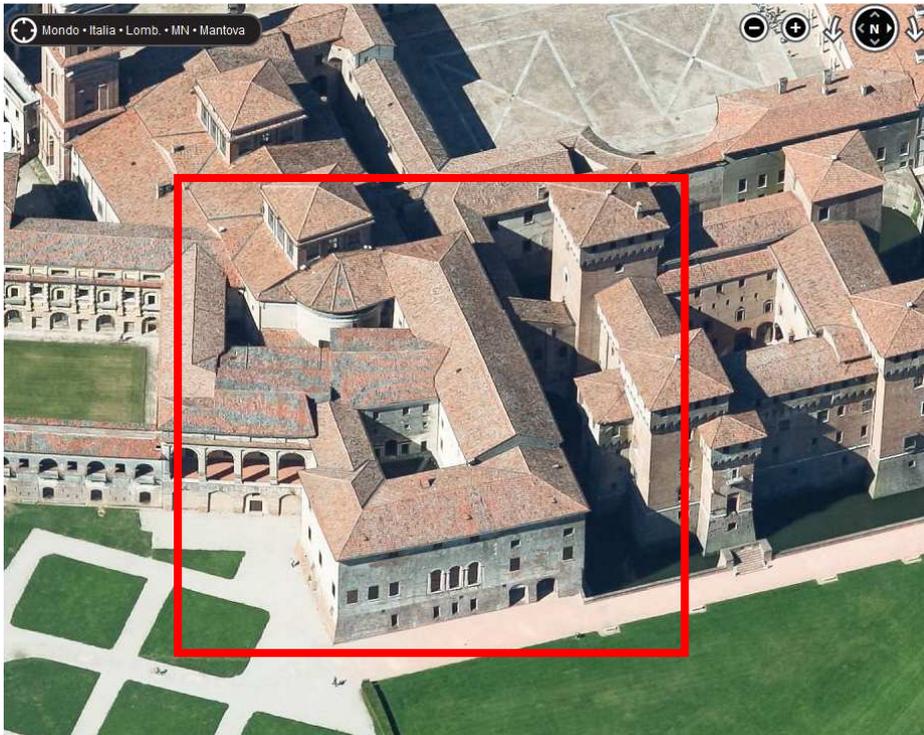


Figura 3.2 – Palazzo Ducale Mantova: Corte Nuova

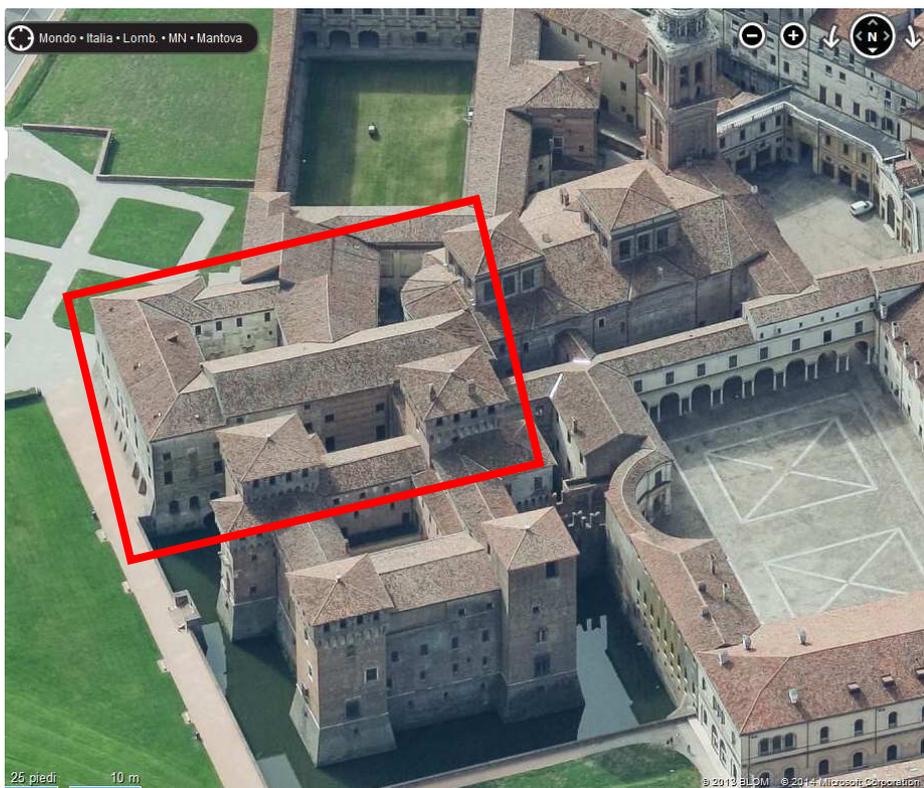


Figura 3.3 – Palazzo Ducale Mantova: Corte Nuova

3.2 Azione Sismica

L'azione sismica viene calcolata in accordo con NTC08 §3.2 "Azione sismica", assumendo per il calcolo del periodo di riferimento V_R una vita nominale V_N di 50 anni (Tab. 2.4.I NTC08 § 2.4.1), ed una classe d'uso II, cui corrisponde un coefficiente d'uso C_U di 1, da cui si ricava:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot \text{anni}$$

Si riportano qui di seguito i valori dei parametri interpolati:

- 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

necessari per la determinazione delle azioni sismiche, e ricavati per la città di Mantova con l'ausilio del programma di comprovata validità SIMQKE_GR prodotto dal Prof. P. Gelfi.

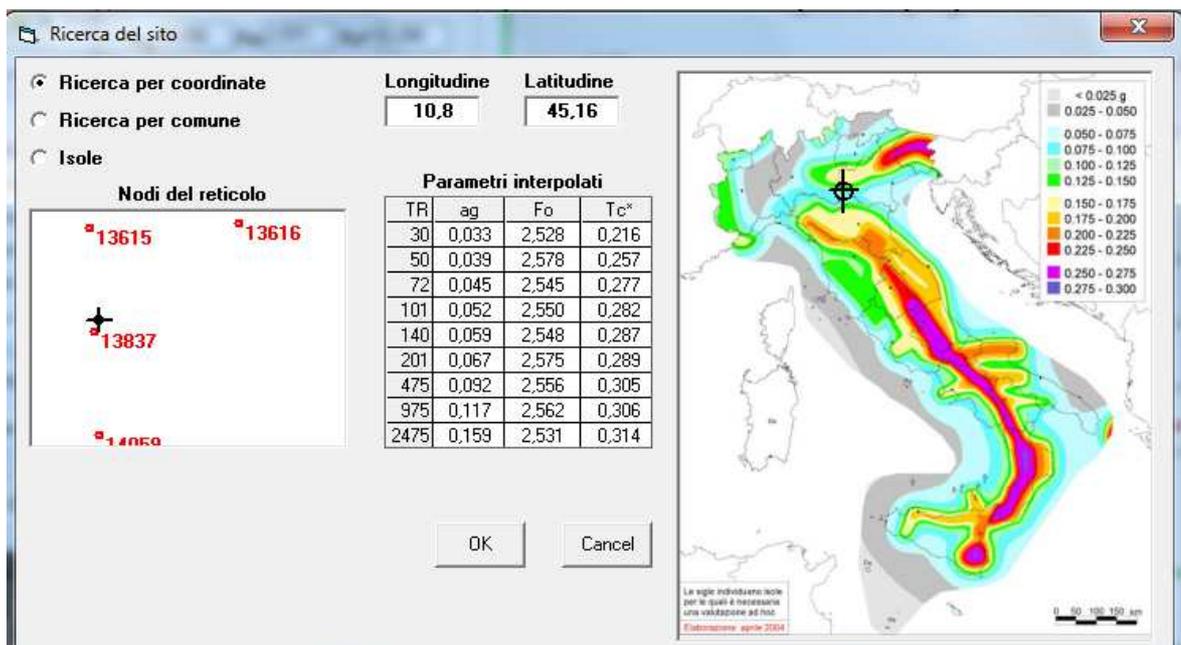


Figura 3.4 – Parametri a_g , F_0 e T_c^* su sito di riferimento rigido orizzontale: Mantova.

In relazione, quindi, al periodo di riferimento V_R ed allo stato limite considerato, a cui è associata una determinata probabilità di superamento P_{VR} nella vita di riferimento, può essere valutato il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica T_R . Per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita il periodo di ritorno è pari a $T_R=475$ anni.

3.2.1 Categoria di sottosuolo e condizione topografica

Ai fini della definizione dello spettro di risposta elastico in accelerazione si è considerata la categoria di sottosuolo C (Tab. 3.2.II NTC08 § 3.2.2) e categoria topografica T_1 (Tab. 3.2.IV NTC08 § 3.2.2).

***Suolo C:** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).*

3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Per la valutazione dell'azione sismica si fa riferimento a quanto previsto al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC08.

Si riporta qui di seguito lo spettro di risposta elastico in accelerazione per la componente orizzontale, definito per lo stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

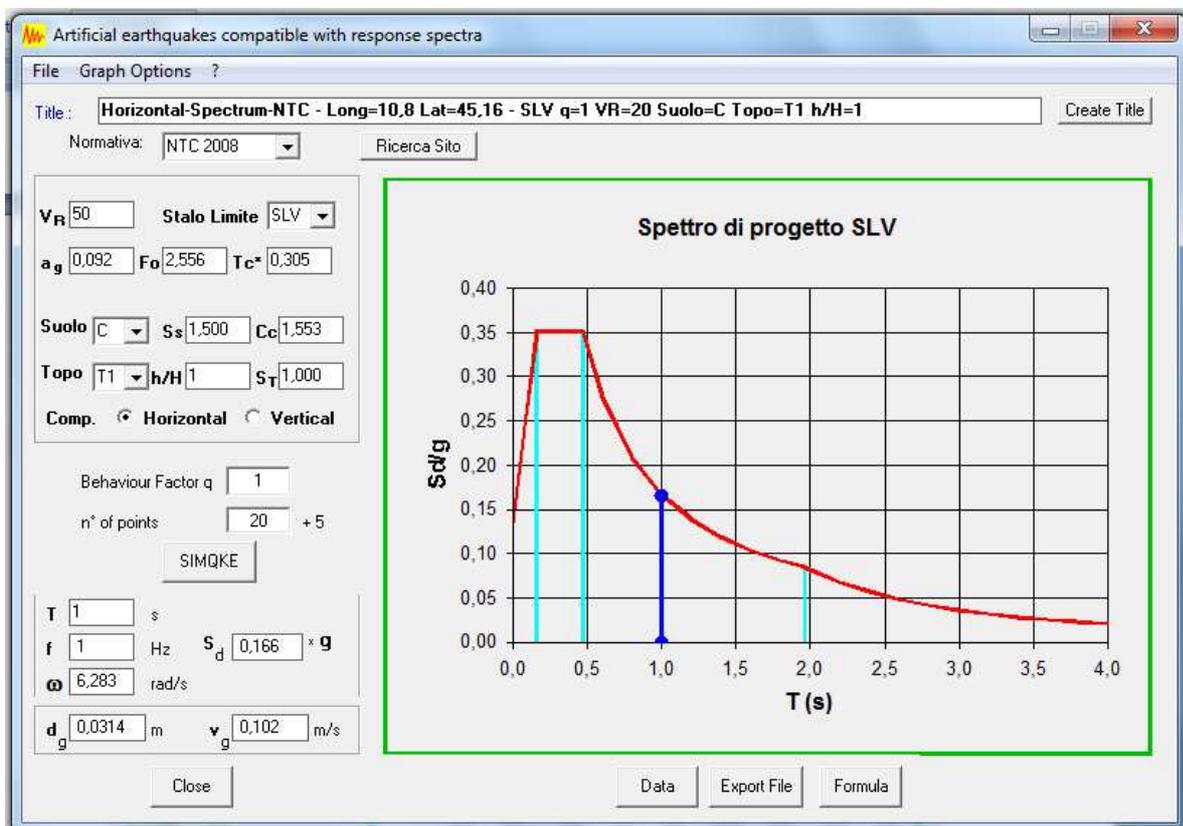


Figura 4.4 – Spettro di risposta elastico in accelerazione SLV.

Di conseguenza i valori dei parametri necessari a caratterizzare l'azione sismica sono riportati di seguito:

Accelerazione orizzontale massima al sito (suolo A)	a_g [-]	0,092 g
Fattore per l'amplificazione spettrale massima (suolo A)	F_0 [-]	2,556
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante (suolo A)	T_{c^*} [s]	0,305
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s [-]	1.5
Coefficiente C_c	C_c [-]	1.554
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T [-]	1
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante	T_c [s]	0.474
Coefficiente $S = S_s \times S_T$	S [-]	1.5

3.3 Fattore di Struttura

Con riferimento al fattore di struttura, si è assunto un valore $q = 2.25$, minimo dell'intervallo di valori suggerito nella Direttiva per edifici non regolari in elevazione, cfr. par.4.2 (definito secondo il cap.7 NTC08).

Da sottolineare come la non regolarità in elevazione dell'edificio in esame sia determinata dall'assenza di continuità da cielo a terra di alcuni allineamenti murari.

4 RICHIAMI DEL MODELLO MECCANICO SEMPLIFICATO **“LV1 PALAZZI” PER LA VALUTAZIONE DELLA** **SICUREZZA SISMICA**

La direttiva specifica per edifici tutelati di interesse storico-artistico è il già citato DPCM 9 Febbraio 2011, che contiene le linee guida per la valutazione della sicurezza sismica di questo particolare tipo di edifici, e per la progettazione di interventi per la riduzione del rischio sismico.

Qui vengono identificate diverse possibilità di modellazione del comportamento strutturale di una costruzione storica in muratura, cioè si individuano tre diversi livelli di crescente completezza per la valutazione della sicurezza sismica:

- LV1 (per le valutazioni della sicurezza sismica da effettuarsi a scala territoriale su tutti i beni culturali tutelati);
- LV2 (per le valutazioni in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, definiti nelle NTC riparazione o intervento locale);
- LV3 (per il progetto di interventi che incidano sul funzionamento strutturale complessivo (definiti nelle NTC interventi di miglioramento) o quando venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto).

La prima parte applicativa del presente lavoro di tesi utilizza la verifica di livello LV1.

4.1 Ipotesi di Base del Metodo LV1

Si sottolinea come il livello di valutazione LV1 consenta il calcolo dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello stato limite considerato attraverso metodi semplificati, basati su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici che utilizzano strumenti qualitativi (interrogazione visiva, lettura dei caratteri costruttivi, rilievo critico e stratigrafico) e il cui significato è quello di consentire valutazioni di sicurezza sismica da effettuarsi a scala territoriale su un numero elevato di beni culturali tutelati, allo scopo di stilare una graduatoria di vulnerabilità utile per le Amministrazioni a stabilire delle priorità di intervento.

Il livello di valutazione LV1 richiede il calcolo **dell'indice di sicurezza sismica $I_{s,SL}$** , definito dal rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SL = SLV, SLD, SLA) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$, calcolato come:

$$T_{R,SL} = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (4.1)$$

essendo V_R il periodo di riferimento valutato come prodotto del coefficiente d'uso C_U (dipendente dalla Classe d'Uso) e della Vita Nominale V_N . e P_{VR} la probabilità di

superamento relativa allo stato limite SL considerato nella vita di riferimento (per SLV P_{VR} pari a 10%).

Nel caso in esame si assume una vita nominale di 50 anni, mentre per il coefficiente d'uso si ipotizzano due differenti valori: $C_U = 1$ (Classe d'uso II, C2 NTC2008), cui corrisponde un periodo di riferimento $V_R = V_N C_U$ pari a 50 anni.

Tabella C2.4.I - Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Particolarmente significativo è l'indice di sicurezza sismica riferito allo stato limite di salvaguardia della vita, SLV:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} \quad (4.2)$$

Tale indice di sicurezza consente, come detto, di definire una graduatoria di rischio, che rappresenta uno degli strumenti a disposizione delle Amministrazioni per evidenziare la necessità di ulteriori indagini di approfondimento e per la programmazione di interventi per la mitigazione del rischio.

Analogamente all'indice $I_{S,SLV}$ è stato calcolato un **fattore di accelerazione** $f_{a,SLV}$, definito nella Direttiva dal rapporto tra l'accelerazione al suolo a_{SLV} che porta al raggiungimento dello stato limite SLV e l'accelerazione di riferimento $a_{g,SLV}$, riferite alla categoria di sottosuolo A:

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} \quad (4.3)$$

Tale fattore, pur considerando solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di "resistenza".

4.2 Metodo di Livello LV1: modello per palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi

Il metodo proposto dalla Direttiva è basato su alcune ipotesi di comportamento che devono essere verificate: in particolare si assume che l'edificio abbia un **comportamento scatolare** garantito dalla presenza di un buon ammorsamento in corrispondenza dei cantonali e/o dalla

presenza di catene metalliche e di orizzontamenti che possono ritenersi infinitamente rigidi nel loro piano; nel seguito vedremo in che misura questa assunzione viene rispettata.

In tal caso **il modello consente di valutare l'azione sismica che porta al raggiungimento dello stato limite considerato, nell'ipotesi che questo si verifichi per rottura delle pareti nel proprio piano.**

Come spesso accade, nel caso in cui l'edificio risultasse più vulnerabile nei riguardi di qualche meccanismo locale (ad esempio per carenza di collegamenti), rispetto al suo comportamento globale, si dovrà valutare l'accelerazione orizzontale che porta allo stato limite ultimo quel macro-elemento e confrontarla con quella ottenuta dal modello nel seguito illustrato.

Con riferimento alla condizione che porta al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV) è possibile ottenere il **valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico** utilizzando la seguente relazione (relazione 5.1 Direttiva):

$$S_{e,SLV} = \frac{qF_{SLV}}{e^*M} \quad (4.4)$$

dove:

- F_{SLV} è la resistenza a taglio dell'edificio, ottenuta come il valore minimo tra quelli calcolati per ogni piano e per ogni direzione;
- q è il coefficiente di struttura, per il quale sulla base delle NTC e della relativa Circolare può essere assunto un valore compreso tra 3 e 3.6, per edifici con numero di piani maggiore o uguale a due e regolari in elevazione, mentre negli altri casi q deve essere compreso tra 2.25 e 2.8;
- M è la massa sismica totale ($G+Q$);
- e^* è la frazione di massa partecipante sul primo modo di vibrazione.

In base al valore dell'ordinata dello spettro di risposta si determina il **tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica corrispondente**, mediante un procedimento iterativo che utilizza i dati disponibili in appendice delle NTC2008 relativi ai 9 tempi di ritorno ivi riportati. *(Si prende lo spettro SLV elastico con $q=1$ e ci si riferisce al periodo T_1 , si fa quindi variare V_R finché l'ordinata dello spettro in T_1 $Se(T_1)$ coincide con $Se_{,SLV}$; determinato V_R si determina $T_{SLV} \approx V_R \times 9.5$).*

Al tempo di ritorno T_{SLV} così valutato sono associati i corrispondenti valori di a_g , F_0 e T_C^* (rispettivamente l'accelerazione orizzontale massima del terreno, valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) attraverso i quali sono definiti tutti i parametri dello spettro. Il valore dell'**accelerazione, riferita a suolo rigido** (categoria di sottosuolo A), **che porta al raggiungimento dello stato limite di Salvaguardia della Vita in quel sito** può essere calcolato come (relazione 5.2 Direttiva):

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} & T_B \leq T_1 < T_C \\ \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} \frac{T_1}{T_C} & T_C \leq T_1 < T_D \end{cases} \quad (4.5)$$

dove:

- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- T_B, T_C e T_D sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta, (punto 3.2.3.2 delle NTC2008);
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche ($S=S_s \cdot S_T$).

Come detto, la **resistenza a taglio dell'edificio** F_{SLV} viene ottenuta come la minore tra quelle valutate secondo due direzioni perpendicolari, scelte secondo gli assi prevalenti dei muri portanti, prendendo in esame l'eventualità del collasso ai diversi piani della costruzione. Il modello consiste nel considerare, per ciascuna direzione, i pannelli murari portanti verticali e nell'ipotizzare che il collasso avvenga quando la tensione tangenziale media raggiunge un'opportuna quota parte della resistenza a taglio del materiale muratura.

Considerando, ad esempio, la direzione X ed un generico piano i dell'edificio, la resistenza a taglio è così valutata (relazione 5.3 Direttiva):

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi} \xi_{xi} \zeta_{xi} A_{xi} \tau_{di}}{\kappa_i \beta_{xi}} \quad (4.6)$$

dove:

A_{xi} è l'area resistente a taglio dei muri dell' i -esimo piano, posti secondo la direzione x ;
(Area depurata quindi da aperture e, per i muri inclinati rispetto alle direzioni principali, si è provveduto a proiettare le aree inclinate già sottratte delle aperture);

β_{xi} un coefficiente di irregolarità in pianta al piano i -esimo che può essere valutato in forma approssimata o, nel caso siano state rilevate tutte le pareti portanti, in modo più accurato come fatto nella presente relazione (cfr. relazione 5.7 Direttiva). Nel caso in esame tale coefficiente varia da 1.12 (e.g. piano terra in direzione x LV1 2) a 1.25 (e.g. piano primo e piano secondo sia in direzione x che y), essendo 1.25 il valore massimo indicato dalla Direttiva;

In forma approssimata si valuta come:

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1.25 \quad (4.7)$$

associato alla eccentricità e_{yi} del centro delle rigidezze $C_i(x_{Ci}; y_{Ci})$ rispetto al baricentro delle masse $G_i(x_{Gi}; y_{Gi})$, ed alla distanza d_{yi} tra il baricentro delle rigidezze e la parete in direzione x più esterna.

μ_{xi} un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari al piano i-esimo (relazione 5.8 Direttiva). Nel caso in esame tale coefficiente assume per tutti i piani il valore 0.8 (valore minimo indicato dalla Direttiva).

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2 \sqrt{\frac{N_{mxi} \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2} - 1} \geq 0.8 \quad (4.8)$$

dove N_{mxi} è il numero di maschi murari in direzione x al piano i, $\sum A_{xi}$ è la sommatoria delle aree resistenti di tutti i maschi del piano;

ξ_{xi} è un coefficiente legato al tipo di meccanismo di collasso previsto, in prevalenza, nei maschi murari dell'i-esimo piano; vale 1 nel caso di collasso per taglio (valore assunto per il presente caso studio, come in genere per tutti gli edifici storici, dove i maschi murari sono caricati e tozzi), mentre può essere assunto pari a 0.8 nel caso di collasso per presso-flessione (maschi snelli, poco caricati verticalmente o in presenza di fasce deboli);

ζ_{xi} è un coefficiente legato alla resistenza delle fasce murarie del piano i-esimo nelle pareti disposte in direzione x; vale 1 nel caso di fasce resistenti (rottura dei maschi murari verticali), mentre può assumere un valore minore (fino a 0.8) nel caso di fasce deboli, non in grado di bloccare la rotazione alle estremità dei maschi murari;

τ_{di} il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura nei maschi murari del piano i-esimo, definito come (relazione 5.4 Direttiva):

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}} \quad (4.9)$$

essendo τ_{0d} il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura (valutato tenendo conto del **fattore di confidenza F_C**) e σ_{0i} la tensione verticale media sulla superficie resistente dei muri all'i-esimo piano. Tale valore, nel metodo semplificato proposto, viene valutato semplicemente come rapporto tra il carico verticale al piano e l'area dei muri resistenti a taglio di quel piano. Da sottolineare come, nel caso in cui si volesse procedere alla verifica dei singoli maschi murari, la tensione σ_0 assume il significato di tensione media sul singolo maschio murario in esame.

In presenza di maschi murari di tipologia e materiale diverso (come nel caso in esame), è necessario calcolare la resistenza a taglio τ_{di} in ciascuna direzione, assumendo per τ_{0dxi} la media pesata rispetto alle aree A_{xk} dei k setti resistenti in direzione x;

$$\tau_{dxi} = \tau_{0dxi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0dxi}}} \quad \text{con} \quad \tau_{0dxi} = \frac{\sum_k A_{xk} \tau_{0k}}{A_{xi}} \quad (4.10)$$

Analoghe relazioni valgono ovviamente per la direzione y.

Il coefficiente κ_i , posto a denominatore nella relazione (3.6), è definito come il rapporto tra la risultante delle forze sismiche al piano i -esimo e la forza sismica totale. Tale coefficiente è stato aggiunto per tenere conto che la resistenza a taglio al piano i -esimo dovrebbe essere confrontata con la forza sismica al piano i -esimo, variabile con l'altezza.

La variabilità dell'azione sismica con l'altezza richiederebbe di eseguire una verifica per ogni piano e per ogni direzione, confrontando la resistenza a taglio effettiva $F_{SLV,xi}^{eff}$ (depurata cioè del coefficiente κ_i), con l'azione sismica riportata al piano, calcolando il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente al raggiungimento dello stato limite SLV come il minimo tra quelli ottenuti per ogni piano e per ogni direzione. Il fatto di introdurre il coefficiente κ_i nella definizione di F_{SLV} consente di utilizzare la relazione (3.4), unica per l'intero edificio.

La massa M da considerare per la valutazione dell'azione sismica allo stato limite ultimo è pari a (relazione 5.9 Direttiva):

$$M = \frac{(G_k + \sum_{i=1}^N \psi_{2i} Q_{ki})}{g} \quad (4.11)$$

dove: G_k sono i carichi permanenti (al loro valore caratteristico), computati sull'intero edificio, comprendenti la quota dei muri portanti e non portanti; Q_{ki} sono i carichi variabili accidentali (al loro valore caratteristico) al piano i -esimo; g è l'accelerazione di gravità; ψ_{2i} ($=0.6$) è un coefficiente di combinazione che tiene conto della probabilità che tutti i carichi variabili al piano i -esimo siano presenti in occasione del sisma ed N è il numero di piani dell'edificio.

4.3 Ipotesi adottate per il calcolo dei coefficienti del metodo LV1

In questo paragrafo vengono elencate le ulteriori ipotesi adottate per il calcolo dei diversi coefficienti utilizzati per le analisi LV1 che saranno svolte in seguito.

Le coordinate del baricentro delle rigidezze, da inserire nel coefficiente di irregolarità in pianta, sono determinate con le seguenti relazioni:

$$x_{Ci} = \frac{\sum_k x_k G_{M,k} A_{yi,k}}{\sum_k G_{M,k} A_{yi,k}} \quad y_{Ci} = \frac{\sum_k y_k G_{M,k} A_{xi,k}}{\sum_k G_{M,k} A_{xi,k}} \quad (4.7)$$

La frazione di massa partecipante al moto dinamico viene calcolata come:

$$e^* = \frac{\left(\sum_1^N m_j \phi_j \right)^2}{M \sum_1^N m_j \phi_j^2} \quad (4.8)$$

Dove il vettore ϕ degli spostamenti orizzontali ai piani è assunto con andamento lineare in altezza. Il rapporto κ_i tra la risultante delle forze sismiche al piano i-esimo e la forza sismica totale è stato così determinato:

$$\kappa_i = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_j}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_j} \quad (4.9)$$

I coefficienti ξ_{xi} e ξ_{yi} sono stati assunti unitari prevedendo una rottura dei maschi a taglio prevalente rispetto a quella per presso-flessione, anche i coefficienti ζ_x e ζ_y sono stati assunti unitari confermando l'ipotesi di fasce di piano resistenti in grado di bloccare la rotazione alle estremità dei maschi.

In relazione al livello di conoscenza del manufatto, è stato calcolato il **fattore di confidenza Fc**, che permette di graduare l'attendibilità del metodo di analisi strutturale LV1 e della valutazione dell'indice di sicurezza sismica.

Esso è stato ottenuto attraverso l'assegnazione da parte del "progettista" dei fattori di confidenza parziali (Fck, con k=1, 2, 3, 4) riportati in Tabella 4.1 in Direttiva, associati alle quattro categorie d'indagine ed al livello di approfondimento in esse raggiunto. (Vd. cap. 2)

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Tab. 4.1 Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} \quad (4.10)$$

I valori dei fattori parziali di confidenza assunti per la valutazione della sicurezza sismica nello stato attuale sono stati considerati nella loro alternativa peggiore e più a favore di sicurezza quindi, per cui risulta $F_C=1,35$. In particolare.

- relativamente al rilievo geometrico, assunto il valore massimo di $F_{C1} = 0.05$ per una prima analisi, per poi eventualmente valutare l'effetto di un approfondimento del rilievo.
- riguardo l'identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica si assume $F_{C2} = 0.12$. Gli elaborati grafici e interpretativi sviluppati possono infatti ritenersi sufficienti ad una parziale restituzione delle fasi costruttive ed all'interpretazione del comportamento strutturale soltanto per il livello inferiore (volto oscuro e rivellino).
- per le proprietà meccaniche dei materiali si assumono parametri meccanici desunti da dati già disponibili, di conseguenza il fattore parziale di confidenza vale $F_{C3} = 0.12$. Si ribadisce poi che si utilizzeranno i valori di riferimento dei parametri meccanici riportati nella Tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009, n° 617 (cfr tab.) per il livello di conoscenza limitata LC1, sulla base dei valori assegnati alla tipologia di muratura "mattoni pieni e malta di calce" assumendo i valori minimi degli intervalli proposti. Questa scelta risulta obbligata per l'impossibilità di svolgere prove di tipo diretto, distruttive o debolmente distruttive, l'unico modo per conoscere i parametri meccanici della muratura.

f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
240	6.0	$((1200+1800)/2) = 1500$	$((400+600)/2) = 500$

tab. 4.2 – parametri di resistenza medi utilizzati nelle valutazioni di vulnerabilità

	f_d [N/cm ²]	$\tau_{0,d}$ [N/cm ²]
FC=1,35	88.89	2.22

tab. 4.3 – parametri di resistenza di verifica utilizzati nelle valutazioni di vulnerabilità

- infine la conoscenza relativa al terreno e alle fondazioni è limitata e viene assunto pertanto il valore $F_{C4}=0.06$.

5 VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA: **Applicazione del modello meccanico semplificato "LV1 palazzi" alla porzione di Palazzo Ducale oggetto di studio**

L'analisi di vulnerabilità sismica LV1 è stata eseguita con riferimento a quattro diverse porzioni dell'immobile oggetto di studio:

- Corte Nuova 1: la porzione comprendente Sala di Manto più una parte dell'appartamento grande di castello (attorno al Cortile dei cani) -
- Figura a;
- Corte Nuova 2: la porzione precedente completata dalla porzione corrispondente all'appartamento di Troia
- Figura b;
- Corte Nuova 3: la porzione Sala di Manto, Sala dei Capitani e Sala dei Marchesi
- Figura c;
- Corte Nuova 4: la porzione ortogonale alla precedente comprendente Sala dei Marchesi più una parte dell'appartamento grande di castello
- Figura d.

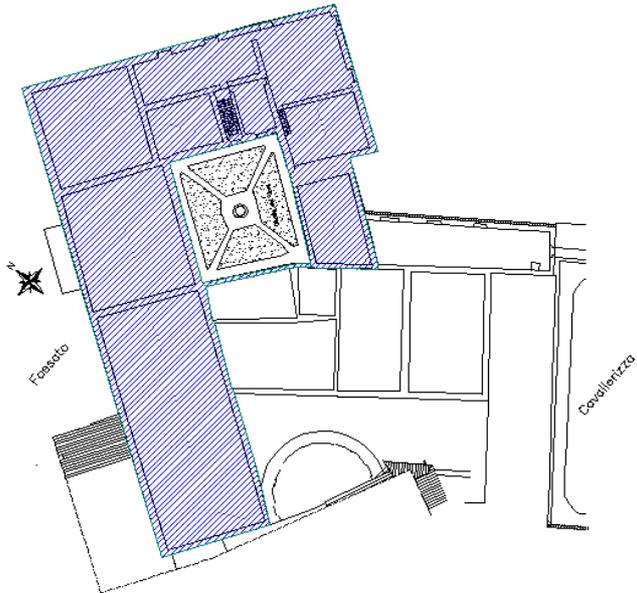
Le applicazioni svolte in questa fase della ricerca sono state effettuate considerando le porzioni di edificio come isolate. Si tratta quindi di una prima ipotesi limite (ammorsamento con edifici adiacenti non efficace ed interazione trascurabile), che tuttavia fornisce indicazioni primarie sul livello di sicurezza sismica delle porzioni di edificio analizzate.

Per quanto riguarda le prime due porzioni considerate (Corte Nuova 1 e 2), è da sottolineare che l'ipotesi di "edificio che si comporta come isolato" è supportata da un'analisi delle fasi di trasformazione delle diverse zone del palazzo: infatti in direzione sud (verso la Rustica) le due ipotesi esaminate prendono in considerazione le due possibili evoluzioni delle fasi costruttive, mentre dal lato Nord il collegamento è limitato ad una passerella verso il Castello.

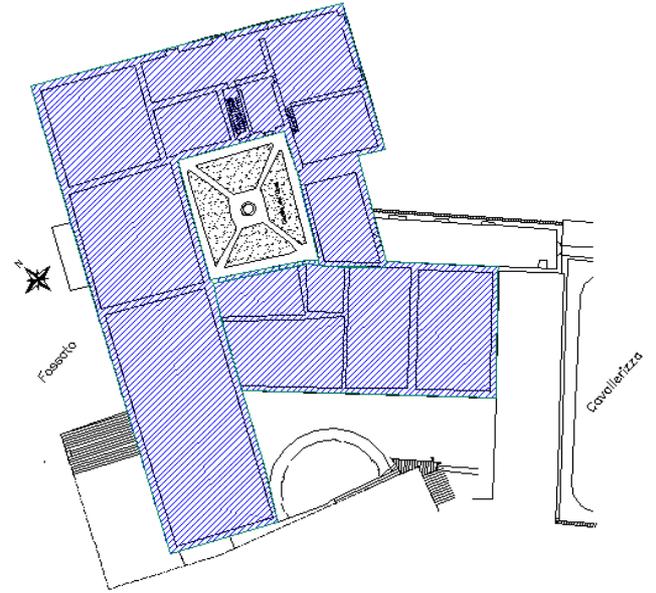
Invece per quanto riguarda le ulteriori due valutazioni eseguite, che rispettivamente prendono in considerazione il rettangolo in direzione N-S composto da Sala di Manto, Sala dei Capitani e Sala dei Marchesi ed il rettangolo che invece si sviluppa in direzione E-O che inizia da Sala dei Marchesi, si può considerare che esse siano "isolate" nel senso che i loro solai di piano si ipotizza che non siano in grado di trasmettere le forze sismiche al resto dell'edificio.

Si ricorda inoltre che una delle ipotesi di base per l'applicazione del modello meccanico semplificato LV1 è la presenza di piani rigidi al livello dei solai. Pertanto nell'applicazione del modello alle porzioni di fabbricato Corte Nuova 1 e 2, tale ipotesi è un'ipotesi limite, sia per l'estensione dell'edificio sia per la presenza del cortile, e quindi i risultati si devono

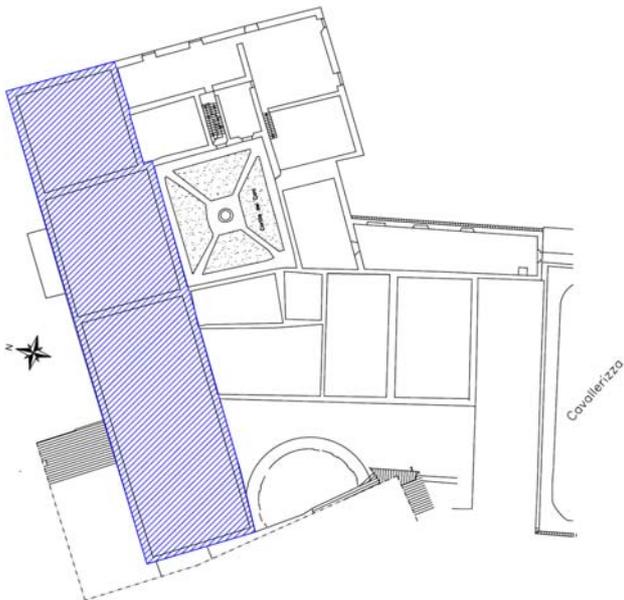
interpretare soltanto come una prima valutazione di vulnerabilità, da affiancare successivamente con valutazioni più accurate LV2 e LV3.



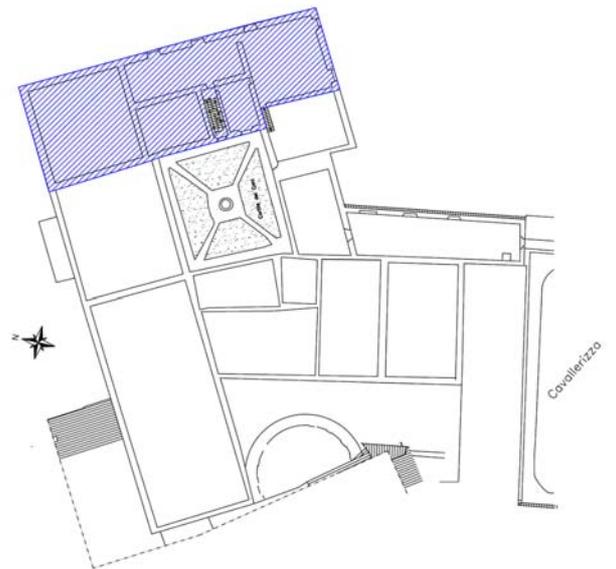
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.1 – Porzioni di fabbricato considerate ai fini delle verifiche di vulnerabilità sismica.
a) Corte Nuova 1; b) Corte Nuova 2; c) Corte Nuova 3; b) Corte Nuova 4

Si riassumono di seguito le principali ipotesi assunte nella valutazione dei cinematismi di collasso ed i dati comuni a tutti i calcoli eseguiti.

- Fattore confidenza $F_C = 1,35$
- Fattore di sicurezza materiale $\gamma_M = 2$
- Fattore di struttura $q = 2.25$
- Altezza edificio $H = 19.5$ m
- Numero piani $N = 3$
- Peso specifico muratura 1800 daN/mc
- Il periodo di riferimento V_R assunto è pari a 50 anni.

5.1 Valutazione del periodo proprio e Parametri Spettrali

La valutazione del periodo proprio dell'edificio è stata eseguita utilizzando la formula approssimata suggerita dalle NTC 2008 ed assumendo un'altezza dell'edificio $H=19,50$ m:

periodo del primo modo di vibrazione	$T_1 = 0.05 H^{0.75} = 0.05 \times 19.5^{0.75} = 0.46$ sec
ordinata dello spettro di progetto	$S_e(T_1) = 0.353$ g;

Si riassumono di seguito i parametri che vengono utilizzati, cfr. 3.2.2:

Accelerazione a_g	(g)	0,092			
Amplificazione F_0	(adim)	2,556			
Periodo T^*c	(sec)	0,305			
Tipo terreno		<input type="text" value="C"/>			
Categoria topogr.		<input type="text" value="T1"/>			
Smorzamento η	(adim)	1			
C_c		1,554			
Coefficiente S_T	(adim)	1	Periodo edificio T_1	(sec)	0,46
Coefficiente S_S	(adim)	1,50			
Coefficiente S	(adim)	1,50	$S_e(T_1)$	(g)	0,353
			$S_e(T_1)$	(m/sec ²)	3,460
Periodo T_B	(sec)	0,16			
Periodo T_C	(sec)	0,474			
Periodo T_D	(sec)	1,968	$S_{De}(T_1)$	(m)	0,018

Figura 5.2 – Parametri utilizzati

5.2 Allineamenti murari

Con riferimento alle valutazioni di vulnerabilità di livello LV1, si riportano in Figura 5.3, Figura e Figura gli allineamenti murari suddivisi in direzione X ed Y per ogni piano. Per i muri inclinati, si considera il loro contributo in entrambe le direzioni, tramite proiezioni dell'area depurata dalle aperture.

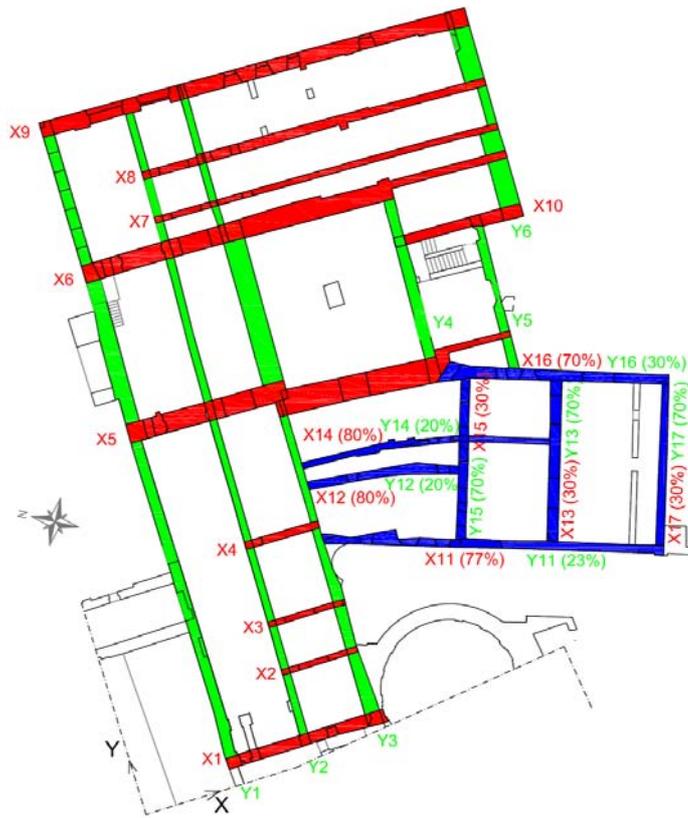


Figura 5.3 – Allineamenti Murari Piano Terra (Corte Nuova 2)

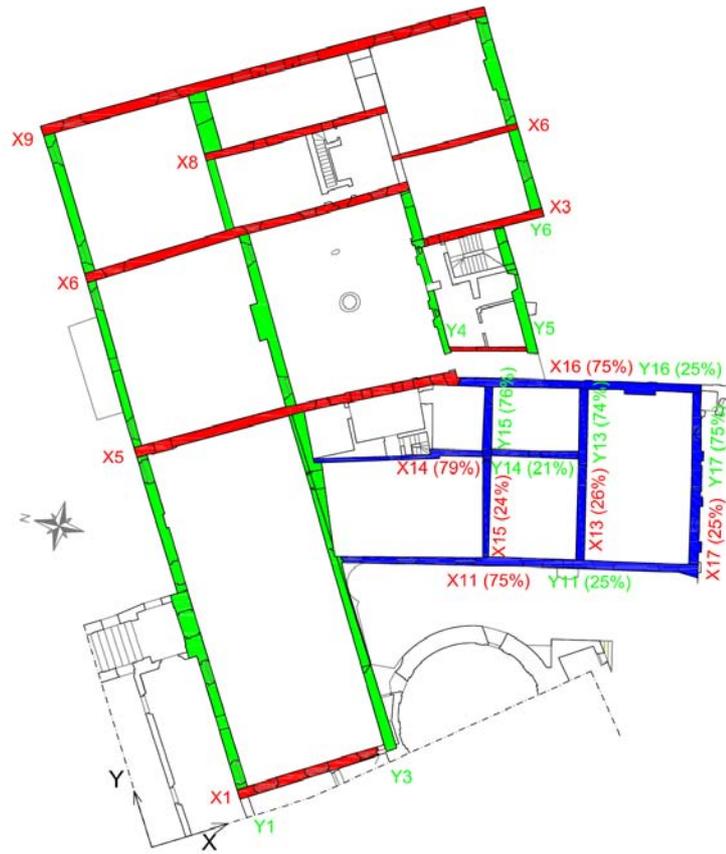


Figura 5.4 – Allineamenti Murari Piano Primo (Corte Nuova 2)

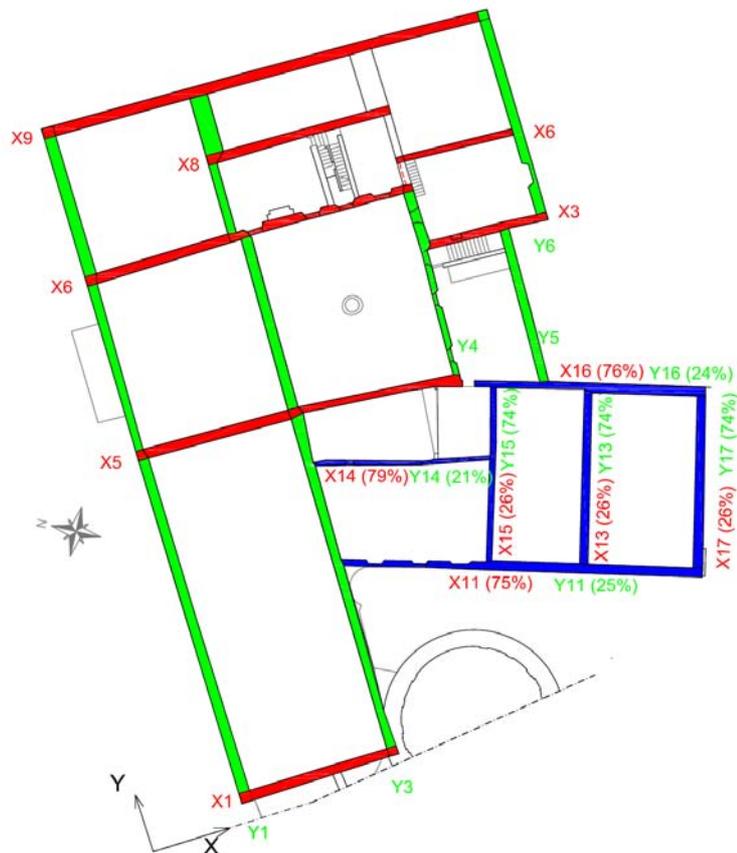


Figura 5.5 – Allineamenti Murari Piano Secondo (Corte Nuova 2)

5.3 Corte Nuova 1

5.3.1 Valutazione Resistenza a taglio dell'edificio F_{SLV}

Si riporta in Figura il vettore ϕ degli spostamenti orizzontali ai piani rappresentativi della forma modale associata che, come detto al par. 4.3, si è assunto con andamento lineare crescente in altezza, e la valutazione corrispondente delle masse di piano.

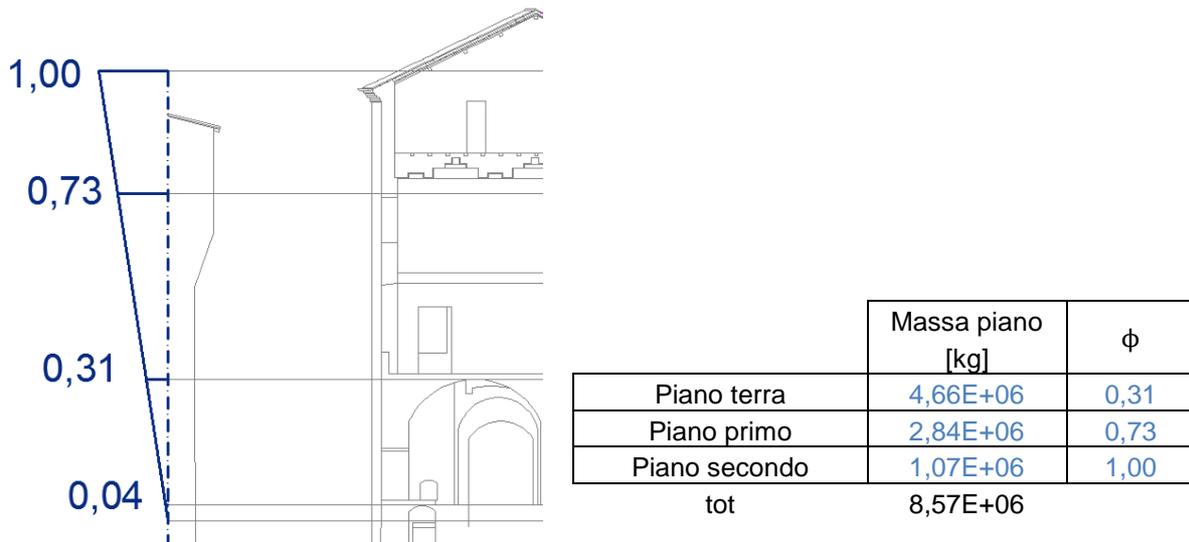


Figura 5.6 – forma modale e masse di piano

In Figura 5.7 viene rappresentata la suddivisione schematica delle masse “movimentate” di piano assegnate (generalizzando ogni piano comprende metà massa livello inferiore, metà del superiore e l’orizzontamento intermedio); i corrispondenti ϕ_j vengono utilizzati nel calcolo del coefficiente κ ed e^* .

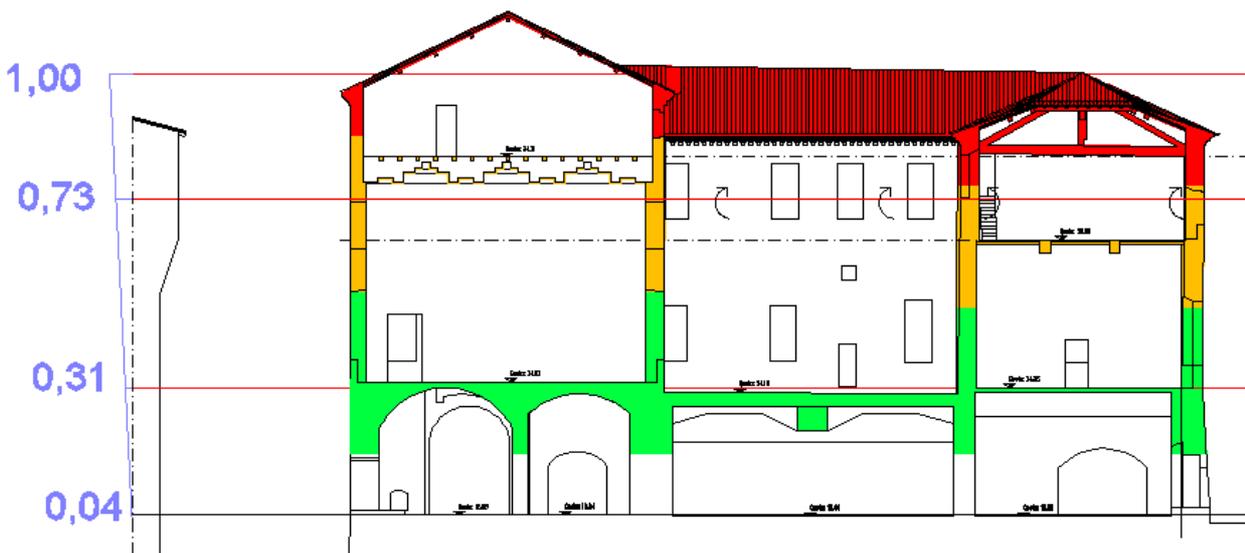


Figura 5.7 – schema masse di piano

Di conseguenza si riportano le valutazioni della resistenza a taglio ai diversi piani e nelle direzioni x e y rispettivamente.

5.3.1.1 Resistenza a taglio dell'edificio F_{SLV} : Piano Terra – Direzione x e y

Direzione X

Ax [m2]	116,91
mq	0,00

τ_d [MPa]	0,08
τ_{0d} [MPa]	0,02
FC	1,35
P sopra [kN]	101911,21
Atot piano [m2]	256,84
σ_0 [MPa]	0,40

κ	0,86
----------------------------	-------------

β_x	1,25
yG rigid. [m]	41,68
yG masse [m]	37,32
e_y [m]	4,36
d_y [m]	14,65

μ_x	0,80
$\Sigma A^2_{xi,j}$ [m2]	2440,62
N_{mx}	48

ξ_x	1
---------------------------	----------

Prevalente rottura maschi murari a taglio

ζ_x	1
-----------------------------	----------

Fasce di piano resistenti, rottura maschi murari

$F_{SLV,x}$ [kN]	6905,81
------------------------------------	----------------

Direzione Y

Ay [m2]	139,93
mq	0,00

τ_d [MPa]	0,08
τ_{0d} [MPa]	0,02
FC	1,35
P [kN]	101911,21
Atot piano [m2]	256,84
σ_0 [MPa]	0,40

κ	0,86
----------------------------	-------------

β_y	1,25
xG rigid. [m]	21,01
xG masse [m]	20,31
e_x [m]	0,70
d_x [m]	23,21

μ_y	0,80
$\Sigma A^2_{yi,j}$ [m2]	4352,73
N_{my}	47

ξ_y	1
---------------------------	----------

ζ_y	1
-----------------------------	----------

$F_{SLV,y}$ [kN]	8265,35
------------------------------------	----------------

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}}$$

$$\kappa_i = \frac{\sum_j^N m_j \phi_j}{\sum_i^N m_j \phi_j}$$

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1.25$$

$$y_{Ci} = \frac{\sum_k y_k G_{M,k} A_{xi,k}}{\sum_k G_{M,k} A_{xi,k}}$$

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2 \sqrt{\frac{N_{mxi} \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2} - 1} \geq 0.8$$

5.3.1.2 Resistenza a taglio dell'edificio F_{SLV} : Piano Primo – Direzione x e y

Direzione X

Ax [m2]	72,56
mq	0,00

τ_d [MPa]	0,07
τ_{0d} [MPa]	0,02
FC	1,35
P [kN]	52310,11
Atot piano [m2]	165,86
σ_0 [MPa]	0,32

κ	0,59
----------------------------	-------------

β_x	1,25
yG rigid. [m]	39,73
yG masse [m]	36,16
e_y [m]	3,57
d_y [m]	16,13

μ_x	0,80
$\Sigma A^2_{xi,j}$ [m2]	959,27
N_{mx}	34

ξ_x	1
---------------------------	----------

ζ_x	1
-----------------------------	----------

$F_{SLV,x}$ [kN]	5632,85
------------------------------------	----------------

Direzione Y

Ay [m2]	93,30
mq	0,00

τ_d [MPa]	0,07
τ_{0d} [MPa]	0,02
FC	1,35
P [kN]	52310,11
Atot piano [m2]	165,86
σ_0 [MPa]	0,32

κ	0,59
----------------------------	-------------

β_y	1,25
xG rigid. [m]	22,30
xG masse [m]	24,11
e_x [m]	1,81
d_x [m]	21,90

μ_y	0,80
$\Sigma A^2_{yi,j}$ [m2]	2459,19
N_{my}	27

ξ_y	1
---------------------------	----------

ζ_y	1
-----------------------------	----------

$F_{SLV,y}$ [kN]	7242,75
------------------------------------	----------------

5.3.1.3 Resistenza a taglio dell'edificio F_{SLV} : Piano Secondo – Direzione x e y

Direzione X

Ax	[m2]	81,26
	mq	0,00

τ_d	[MPa]	0,04
τ_{0d}	[MPa]	0,02
FC		1,35
P	[kN]	18552,29
Atot piano	[m2]	190,35
σ_0	[MPa]	0,10

κ	0,20
----------------------------	-------------

β_x	1,25	
yG rigid.	[m]	40,26
yG masse	[m]	33,98
e_y	[m]	6,28
d_y	[m]	15,64

μ_x	0,80	
$\Sigma A^2_{xi,j}$	[m2]	1395,25
N_{mx}		18

ξ_x	1
---------------------------	----------

ζ_x	1
-----------------------------	----------

$F_{SLV,x}$	[kN]	11320,24
-------------------------------	------	-----------------

Direzione Y

Ay	[m2]	109,09
	mq	0,00

τ_d	[MPa]	0,04
τ_{0d}	[MPa]	0,02
FC		1,35
P	[kN]	18552,29
Atot piano	[m2]	190,35
σ_0	[MPa]	0,10

κ	0,20
----------------------------	-------------

β_y	1,25	
xG rigid.	[m]	20,95
xG masse	[m]	21,45
e_x	[m]	0,50
d_x	[m]	23,25

μ_y	0,80	
$\Sigma A^2_{yi,j}$	[m2]	3722,70
N_{my}		15

ξ_y	1
---------------------------	----------

ζ_y	1
-----------------------------	----------

$F_{SLV,y}$	[kN]	15195,72
-------------------------------	------	-----------------

5.3.2 Valutazione capacità sismica $S_{e,SLV}$

Si riporta quindi la valutazione dell'ordinata dello spettro di risposta che porta al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV) a_{SLV} per i tre piani e, tramite un procedimento iterativo, il tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica corrispondente.

Calcolo capacità sismica $S_{e,SLV}$ piano terra

<u>Direzione X</u>			<u>Direzione Y</u>		
q		2,25	q		2,25
$F_{SLV,X}$ [kN]		6905,81	$F_{SLV,Y}$ [kN]		8265,35
M (totale) [kg]		10392740,0	M (totale) [kg]		10392740,0
e^*		0,66	e^*		0,66
$S_{e,SLV}$ [m/s ²]		2,26	$S_{e,SLV}$ [m/s ²]		2,71
$S_{e,SLV}$ [g]		0,230	$S_{e,SLV}$ [g]		0,276
V_r [anni]		16	V_r [anni]		25,5
T_{SLV} [anni]		152,00	T_{SLV} [anni]		242,25
a_{SLV} [g]		0,060	a_{SLV} [g]		0,072

Calcolo capacità sismica $S_{e,SLV}$ piano primo

<u>Direzione X</u>			<u>Direzione Y</u>		
q		2,25	q		2,25
$F_{SLV,X}$ [kN]		5632,85	$F_{SLV,Y}$ [kN]		7242,75
M (totale) [kg]		10392739,96	M (totale) [kg]		10392739,96
e^*		0,66	e^*		0,66
$S_{e,SLV}$ [m/s ²]		1,84	$S_{e,SLV}$ [m/s ²]		2,37
$S_{e,SLV}$ [g]		0,188	$S_{e,SLV}$ [g]		0,242
V_r [anni]		9,9	V_r [anni]		18,2
T_{SLV} [anni]		94,05	T_{SLV} [anni]		172,90
a_{SLV} [g]		0,050	a_{SLV} [g]		0,063

Calcolo capacità sismica $S_{e,SLV}$ piano secondo

<u>Direzione X</u>			<u>Direzione Y</u>		
q		2,25	q		2,25
$F_{SLV,X}$ [kN]		11320,24	$F_{SLV,Y}$ [kN]		15195,72
M (totale) [kg]		10392739,96	M (totale) [kg]		10392739,96
e^*		0,66	e^*		0,66
$S_{e,SLV}$ [m/s ²]		3,70	$S_{e,SLV}$ [m/s ²]		4,97
$S_{e,SLV}$ [g]		0,378	$S_{e,SLV}$ [g]		0,507
V_r [anni]		62,3	V_r [anni]		151
T_{SLV} [anni]		591,85	T_{SLV} [anni]		1434,5
a_{SLV} [g]		0,099	a_{SLV} [g]		0,133

5.3.3 Esiti Verifiche

Si riportano in Fig. 5.8 i risultati ottenuti dalle verifiche LV1 in termini di indici di sicurezza e dei fattori di accelerazione (cfr. 0) ai diversi piani ed in direzione X e Y.

Figura

Figura 5.8: Corte Nuova 1 - Valori degli indici di sicurezza e dei fattori di accelerazione ai diversi piani ed in direzione x e y

Un valore dell'indice di sicurezza sismica maggiore di 1 indica che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica di riferimento nel sito; al contrario se $I_S < 1$, la sicurezza del manufatto è inferiore a quella sopra descritta.

Analogamente definisce l'idoneità o meno dell'edificio il fattore di accelerazione f_{aSLV} .

Risultano quindi in entrambe le direzioni NON VERIFICATI il piano terra e il piano primo, mentre è VERIFICATO il piano secondo.

In ogni caso per questa porzione 1 di edificio il sisma più gravoso risulta quello in direzione X, come si era preventivato vista la minor presenza di muri resistenti in tale direzione.

5.3.4 Verifica di controllo con Analisi statica lineare

Per controllare i risultati ottenuti con i parametri di valutazione della sicurezza sismica si svolge inoltre la verifica tramite analisi statica lineare delle forze di piano, applicando cioè ad ogni piano forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica.

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

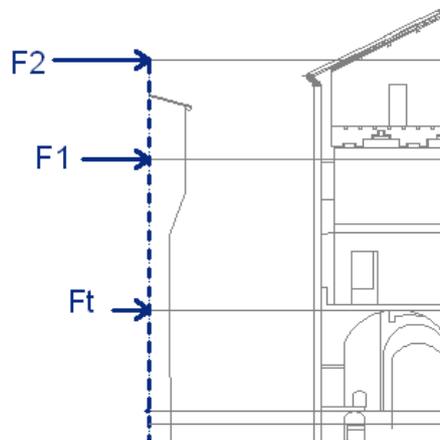


Figura 5.9 – Forze statiche equivalenti

Definite come:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

	zi [m]	Wi [N]	Fi [N]	Ti [N]	verifica	
					direz.x	direz.y
Piano terra	6,14	45682642,89	8998830,775	28244426,57	NO	NO
Piano primo	14,2	27803526,40	12666444,34	19245595,80	NO	NO
Piano secondo	19,5	10516440,78	6579151,46	6579151,46	OK	OK

Risulta che tale verifica **corrisponde** agli esiti avuti con indici di sicurezza e fattori di accelerazione. Infatti dai risultati ottenuti emerge come la direzione di maggior debolezza sia la X, dove è presente un'area di muratura resistente minore per tutti e tre i piani. In relazione a tale direzione, il piano maggiormente resistente a taglio risulta essere il secondo, che nonostante abbia la minore area resistente presenta un coefficiente "correttivo" k_i di molto inferiore agli altri piani, mentre i piani primo e secondo presentano una resistenza a taglio (F_{SLV}) minore e simile.

I bassi risultati del primo piano in quanto a resistenza a taglio e periodo di ritorno e accelerazione sismiche di riferimento che portano al collasso SLV è plausibile siano dovuti al minore valore dell'area resistente nella direzione di maggiore debolezza, la X.

5.4 Corte Nuova 2

5.4.1 Valutazione Resistenza a taglio dell'edificio F_{SLV}

Il vettore ϕ degli spostamenti orizzontali ai piani, assunto con andamento lineare in altezza, è ovviamente già raffigurato in Fig. 5.6; si riporta invece la valutazione corrispondente delle masse di piano:

	Massa piano [kg]	ϕ
Piano terra	7,30E+06	0,31

Piano primo	4,58E+06	0,73
Piano secondo	1,45E+06	1,00
tot	1,33E+07	

Figura 5.10 – masse di piano (Corte Nuova 2)

5.4.1.1 Resistenza a taglio dell'edificio F_{SLV} : Piano Terra – Direzione x e y

Direzione X

Ax [m2]	165,71
----------------	---------------

τ_d [Mpa]	0,08
T_{0d} [Mpa]	0,02
FC	1,35
P sopra [kN]	154100,51
Atot piano [m2]	339,87
σ_0 [Mpa]	0,45

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5 \tau_{0d}}}$$

κ	0,88
----------------------------	-------------

$$\kappa_i = \frac{\sum_j^N m_j \phi_j}{\sum_i^N m_j \phi_j}$$

β_x	1,12
yG rigid. [m]	34,99
yG masse [m]	33,74
e_y [m]	1,25
d_y [m]	21,34

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{..}} \leq 1.25$$

$$y_{Ci} = \frac{\sum_k y_k G_{M,k} A_{xi,k}}{\sum_k G_{M,k} A_{xi,k}}$$

μ_x	0,80
$\Sigma A^2_{xi,j}$ [m2]	2920,26
N_{mx}	63

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2 \sqrt{\frac{N_{mxi} \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2} - 1} \geq 0.8$$

ξ_x	1
---------------------------	----------

Prevalente rottura maschi murari a taglio

ζ_x	1
-----------------------------	----------

Fasce di piano resistenti, rottura maschi murari

$F_{SLV,x}$ [kN]	11411,97
------------------------------------	-----------------

Direzione Y

Ay [m2]	174,16
----------------	---------------

τ_d [Mpa]	0,08
T_{0d} [Mpa]	0,02
FC	1,35
P [kN]	154100,51
Atot piano [m2]	339,87
σ_0 [Mpa]	0,45

κ	0,88
----------------------------	-------------

β_y	1,25
xG rigid. [m]	24,67
xG masse [m]	23,13
e_x [m]	1,55
d_x [m]	19,55

μ_y	0,80
$\Sigma A^2_{yi,j}$ [m2]	4557,13
N_{my}	58

ξ_y	1
---------------------------	----------

ζ_y	1
-----------------------------	----------

$F_{SLV,y}$ [kN]	10720,02
------------------------------------	-----------------

5.4.1.2 Resistenza a taglio dell'edificio F_{SLV} : Piano primo – Direzione x e y

Direzione X

A_x	[m ²]	116,15
----------------------	-------------------	---------------

τ_d	[Mpa]	0,07
τ _{0d}	[Mpa]	0,02
FC		1,35
P	[kN]	80018,79
Atot piano	[m ²]	247,62
σ ₀	[Mpa]	0,32

κ		0,60
----------	--	-------------

β_x		1,25
yG rigid.	[m]	31,78
yG masse	[m]	31,16
e _y	[m]	0,62
d _y	[m]	24,08

μ_x		0,80
ΣA ² _{xi,j}	[m ²]	1545,34
N _{mx}		49

ξ_x		1
----------------------	--	----------

ζ_x		1
----------------------	--	----------

F_{SLV,x}	[kN]	9006,06
--------------------------	------	----------------

Direzione Y

A_y	[m ²]	131,48
----------------------	-------------------	---------------

τ_d	[Mpa]	0,07
τ _{0d}	[Mpa]	0,02
FC		1,35
P	[kN]	80018,79
Atot piano	[m ²]	247,62
σ ₀	[Mpa]	0,32

κ		0,60
----------	--	-------------

β_y		1,25
xG rigid.	[m]	26,80
xG masse	[m]	26,37
e _x	[m]	0,43
d _x	[m]	22,78

μ_y		0,80
ΣA ² _{yi,j}	[m ²]	2747,16
N _{my}		34

ξ_y		1
----------------------	--	----------

ζ_y		1
----------------------	--	----------

F_{SLV,y}	[kN]	10194,80
--------------------------	------	-----------------

5.4.1.3 Resistenza a taglio dell'edificio F_{SLV}: Piano secondo – Direzione x e y

Direzione X

A_x [m ²]	119,86
--	---------------

τ_d [Mpa]	0,04
T _{0d} [Mpa]	0,02
FC	1,35
P [kN]	24594,88
Atot piano [m ²]	259,39
σ ₀ [Mpa]	0,095

κ	0,18
----------	-------------

β_x	1,25
yG rigid. [m]	33,20
yG masse [m]	30,50
e _y [m]	2,71
d _y [m]	22,70

μ_x	0,80
ΣA ² _{xi,j} [m ²]	1811,11
N _{mx}	26

ξ_x	1
----------------------	----------

ζ_x	1
----------------------	----------

F_{SLV,x} [kN]	18393,45
-------------------------------	-----------------

Direzione Y

A_y [m ²]	139,53
--	---------------

τ_d [Mpa]	0,04
T _{0d} [Mpa]	0,02
FC	1,35
P [kN]	24594,88
Atot piano [m ²]	259,39
σ ₀ [Mpa]	0,095

κ	0,18
----------	-------------

β_y	1,25
xG rigid. [m]	24,95
xG masse [m]	24,61
e _x [m]	0,34
d _x [m]	24,75

μ_y	0,80
ΣA ² _{yi,j} [m ²]	3907,36
N _{my}	22

ξ_y	1
----------------------	----------

ζ_y	1
----------------------	----------

F_{SLV,y} [kN]	21412,15
-------------------------------	-----------------

5.4.2 Valutazione capacità sismica S_{e,SLV}

Si riporta quindi la valutazione dell'ordinata dello spettro di risposta che porta al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV) per i tre piani e, tramite un procedimento iterativo, il tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica corrispondente.

Calcolo capacità sismica $S_{e,SLV}$ piano terra

<u>Direzione X</u>			<u>Direzione Y</u>		
q		2,25	q		2,25
$F_{SLV,X}$ [kN]		11411,97	$F_{SLV,Y}$ [kN]		10720,02
M (totale) [kg]		15714920,3	M (totale) [kg]		15714920,34
e^*		0,68	e^*		0,68
S_{eSLV} [m/s ²]		2,39	S_{eSLV} [m/s ²]		2,24
S_{eSLV} [g]		0,243	S_{eSLV} [g]		0,229
Vr [anni]		18,2	Vr [anni]		15,8
T_{SLV} [anni]		172,90	T_{SLV} [anni]		150,10
a_{SLV} [g]		0,063	a_{SLV} [g]		0,060

Calcolo capacità sismica $S_{e,SLV}$ piano primo

<u>Direzione X</u>			<u>Direzione Y</u>		
q		2,25	q		2,25
$F_{SLV,X}$ [kN]		9006,06	$F_{SLV,Y}$ [kN]		10194,80
M (totale) [kg]		15714920,34	M (totale) [kg]		15714920,34
e^*		0,68	e^*		0,68
S_{eSLV} [m/s ²]		1,88	S_{eSLV} [m/s ²]		2,13
S_{eSLV} [g]		0,192	S_{eSLV} [g]		0,218
Vr [anni]		10,4	Vr [anni]		14,0
T_{SLV} [anni]		98,80	T_{SLV} [anni]		133,00
a_{SLV} [g]		0,051	a_{SLV} [g]		0,058

Calcolo capacità sismica $S_{e,SLV}$ piano secondo

<u>Direzione X</u>			<u>Direzione Y</u>		
q		2,25	q		2,25
$F_{SLV,X}$ [kN]		18393,45	$F_{SLV,Y}$ [kN]		21412,15
M (totale) [kg]		15714920,34	M (totale) [kg]		15714920,34
e^*		0,68	e^*		0,68
S_{eSLV} [m/s ²]		3,85	S_{eSLV} [m/s ²]		4,48
S_{eSLV} [g]		0,392	S_{eSLV} [g]		0,457
Vr [anni]		69	Vr [anni]		108,5
T_{SLV} [anni]		655,50	T_{SLV} [anni]		1030,75
a_{SLV} [g]		0,102	a_{SLV} [g]		0,119

5.4.3 Esiti Verifiche

Si riportano in Fig. 5.11 i risultati ottenuti dalle verifiche LV1 in termini di indici di sicurezza e dei fattori di accelerazione ai diversi piani ed in direzione x e y.

Direzione X

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	172,90	475	0,364	0,063	0,092	0,685
Piano primo	98,80	475	0,208	0,051	0,092	0,554
Piano secondo	655,50	475	1,380	0,102	0,092	1,109

Direzione Y

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	150,10	475	0,316	0,060	0,092	0,652
Piano primo	133,00	475	0,280	0,058	0,092	0,630
Piano secondo	1030,75	475	2,170	0,119	0,092	1,293

Figura 5.11 – Corte Nuova 2 - Valori degli indici di sicurezza e dei fattori di accelerazione ai diversi piani ed in direzione x e y

Analogamente al caso di Corte Nuova 1 risultano NON VERIFICATI in entrambe le direzioni il piano terra e il piano primo, mentre è VERIFICATO il piano secondo.

Per questa porzione di edificio risulta però differente la direzione peggiore del sisma per i due piani non verificati: il sisma più gravoso risulta quello in direzione X per il piano primo, mentre quello in direzione Y per il piano terra.

5.4.4 Verifica di controllo con Analisi statica lineare

Come precedentemente espresso si controllano i risultati ottenuti con i parametri di valutazione della sicurezza sismica attraverso la verifica tramite analisi statica lineare.

	zi [m]	Wi [N]	Fi [N]	Ti [N]	verifica	
					direz.x	direz.y
Piano terra	6,14	71580534,19	13773956,97	42453906,99	NO	NO
Piano primo	14,2	44887776,69	19976152,97	28679950,02	NO	NO
Piano secondo	19,5	14242254,07	8703797,05	8703797,05	OK	OK

Risulta che tale verifica corrisponde agli esiti avuti con indici di sicurezza e fattori di accelerazione. Dai risultati ottenuti emerge come la direzione di maggior debolezza sia ancora la X, dove è presente un'area di muratura resistente minore per tutti e tre i piani. In relazione a tale direzione, il piano maggiormente resistente a taglio risulta essere il secondo per lo stesso motivo esplicitato per il caso 5.3.4.

5.5 Corte Nuova 3 e 4 – Esiti verifiche

Per ciò che riguarda le porzioni di edificio minori 3 e 4 si riportano direttamente gli esiti delle verifiche eseguite in termini di indici di sicurezza e di fattori di accelerazione ai diversi piani, sempre differenziando nelle due direzioni X e Y per visionare entrambi gli scenari.

Direzione X

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	53,20	475	0,112	0,040	0,092	0,435
Piano primo	38,95	475	0,082	0,036	0,092	0,391
Piano secondo	234,65	475	0,494	0,071	0,092	0,772

Direzione Y

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	484,50	475	1,020	0,092	0,092	1,000
Piano primo	292,60	475	0,616	0,077	0,092	0,837
Piano secondo	>2475	475	>5,2	>0,159	0,092	>1,73

Figura 5.12 – **Corte Nuova 3** - Valori degli indici di sicurezza e dei fattori di accelerazione ai diversi piani ed in direzione x e y

Direzione X

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	560,50	475	1,180	0,097	0,092	1,054
Piano primo	234,65	475	0,494	0,071	0,092	0,772
Piano secondo	>2475	475	>5,2	>0,159	0,092	>1,73

Direzione Y

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	66,50	475	0,140	0,044	0,092	0,478
Piano primo	42,75	475	0,090	0,037	0,092	0,402
Piano secondo	267,90	475	0,564	0,074	0,092	0,804

Figura 5.13 – **Corte Nuova 4** - Valori degli indici di sicurezza e dei fattori di accelerazione ai diversi piani ed in direzione x e y

Come ci si aspettava le ipotesi di porzioni Corte Nuova 3 e Corte Nuova 4 sono fortemente sensibili a sismi nella direzione trasversale a quella di principale sviluppo delle proprie pareti portanti:

- per il caso di Corte Nuova **3** il sisma **più gravoso** risulta quello in direzione **X** lungo la quale non risulta verificato alcun piano, mentre risponde meglio che i precedenti casi di porzioni più “intere” in Y avendo lunghi allineamenti in tale direzione;
- viceversa, per il caso di Corte Nuova **4** il sisma **più gravoso** risulta quello in direzione **Y** lungo la quale non risulta verificato alcun piano e buoni risultati vengono ovviamente raggiunti per il sisma in X.

Va inoltre sottolineato che il limite di applicabilità dei rapporti indice di sicurezza e fattori di accelerazione è dipendente dal tempo di ritorno di 2475 anni, dopo il quale l'ordinata dello

spettro di risposta elastico non cambia e dunque il confronto con i termini della capacità perde di significato. Per cui gli esiti delle verifiche al secondo piano di entrambe Corte Nuova 3 e Corte Nuova 4 nella direzione favorevole sono espresse solo come sovra-verificate.

5.6 Riassunto verifiche e considerazioni conclusive

Di seguito si riportano in sintesi i risultati ottenuti per i quattro casi esaminati:

Corte Nuova 1

Direzione X

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	152,00	475	0,320	0,060	0,092	0,652
Piano primo	94,05	475	0,198	0,050	0,092	0,543
Piano secondo	591,85	475	1,246	0,099	0,092	1,076

Direzione Y

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	242,25	475	0,510	0,072	0,092	0,783
Piano primo	172,90	475	0,364	0,063	0,092	0,685
Piano secondo	1434,5	475	3,020	0,133	0,092	1,446

Corte Nuova 2

Direzione X

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	172,90	475	0,364	0,063	0,092	0,685
Piano primo	98,80	475	0,208	0,051	0,092	0,554
Piano secondo	655,50	475	1,380	0,102	0,092	1,109

Direzione Y

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	150,10	475	0,316	0,060	0,092	0,652
Piano primo	133,00	475	0,280	0,058	0,092	0,630
Piano secondo	1030,75	475	2,170	0,119	0,092	1,293

Corte Nuova 3

Direzione X

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	53,20	475	0,112	0,040	0,092	0,435
Piano primo	38,95	475	0,082	0,036	0,092	0,391
Piano secondo	234,65	475	0,494	0,071	0,092	0,772

Direzione Y

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	484,50	475	1,020	0,092	0,092	1,000
Piano primo	292,60	475	0,616	0,077	0,092	0,837
Piano secondo	>2475	475	>5,2	>0,159	0,092	>1,73

Corte Nuova 4

Direzione X

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	560,50	475	1,180	0,097	0,092	1,054
Piano primo	234,65	475	0,494	0,071	0,092	0,772
Piano secondo	>2475	475	>5,2	>0,159	0,092	>1,73

Direzione Y

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	66,50	475	0,140	0,044	0,092	0,478
Piano primo	42,75	475	0,090	0,037	0,092	0,402
Piano secondo	267,90	475	0,564	0,074	0,092	0,804

Con riferimento alle porzioni più estese, e confrontabili, Corte Nuova 1 e 2 si nota come il secondo piano presenti dei coefficienti maggiori rispetto al piano terra e al primo, i quali assumono valori circa uguali. Il fattore $f_{a,SLV}$ per tali piani risulta maggiore, quindi meno cautelativo, rispetto all' I_s . L'andamento di entrambi gli indici di verifica risulta decrescente passando dal piano terra al primo piano e crescente dal piano terra all'ultimo livello, che risulta sempre verificato.

Per tutti e quattro i casi di LV1 la vulnerabilità sismica maggiore tra le due direzioni si ha al primo piano.

A supporto degli esiti delle verifiche tramite fattore di accelerazione si riportano i rapporti tra le ordinate degli spettri di risposta di progetto di capacità e domanda: data la loro similarità con i corrispondenti $f_{a,SLV}$ questi sono ben attendibili.

	LV1		LV2		LV3		LV4	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Piano terra	0,653	0,782	0,690	0,648	0,415	1,000	1,051	0,455
Piano primo	0,533	0,685	0,545	0,617	0,353	0,811	0,772	0,370
Piano secondo	1,071	1,438	1,113	1,295	0,771	1,707	1,703	0,812

È poi importante rilevare come i valori degli indici di sicurezza sismica e dei fattori di accelerazione ottenuti siano riferiti ad ipotesi assunte sul livello di conoscenza particolarmente gravose: infatti il fattore di confidenza utilizzato FC , pari ad 1.35, è il **massimo** previsto dalla Direttiva e potrebbe essere ridotto nell'ipotesi di condurre approfondimenti della conoscenza.

- riguardo il rilievo geometrico è possibile annullare il contributo FC_1 implementandolo con rilievo e restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi che allo stato attuale sono disponibili soltanto per una porzione dell'immobile.

- analogamente è possibile diminuire ulteriormente il fattore di confidenza attraverso una migliore identificazione delle specificità storiche, costruttive e materiche della fabbricazione del palazzo, estendendo quanto già eseguito per il piano terra (fasi costruttive rivellino e successive, blocchi di analoga qualità muraria..) anche ai piani superiori.

- infine si potrebbe ipotizzare di migliorare la conoscenza relativa alle caratteristiche dei materiali, aspetto particolarmente importante nelle analisi di livello LV1 perché incide sia sul contributo FC_3 al fattore di confidenza, sia sulla possibilità di assumere valori medi degli intervalli proposti dalla normativa vigente, al posto dei valori minimi (tab. 6.1). Questo comporta almeno l'esecuzione di indagini limitate in sito (visive e perforazioni/piccoli carotaggi), che in base alla definizione delle NTC "servono a completare le informazioni sulle proprietà meccaniche dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e ad individuare la tipologia della muratura".

Altra ipotesi assunta che va a gravare sugli esiti del metodo LV1 è l'utilizzo della formula approssimata per il calcolo del periodo proprio di vibrazione T_1 ; non sempre essa garantisce risultati attendibili (e pericolosamente neanche a favore di sicurezza) e quindi sarebbe utile procedere ad una valutazione più accurata, ad esempio con una vera e propria analisi modale.

Ultima ipotesi su cui si potrebbe intervenire è quella degli orizzontamenti considerati rigidi: rendere i piani dell'edificio piani effettivamente rigidi comporterebbe un miglior comportamento sismico ed una migliore distribuzione delle forze tra le diverse pareti portanti.

A questi fattori da cui dipende l'esito dell'analisi LV1 del comportamento della struttura all'azione sismica attesa va naturalmente ad aggiungersi la possibilità di assumere diversi valori dei parametri meccanici tramite interventi di consolidamento delle murature.

5.7 Verifiche con Fattore di confidenza = 1

A scopo didattico si ipotizza un livello di conoscenza molto maggiore, cioè tale da poter considerare un livello di conoscenza pari a 1, il massimo. Questo serve a sottolineare quanto se il livello di approfondimento delle indagini fosse migliorato la valutazione del rischio sismico cambierebbe. Di seguito i cambiamenti nelle 4 categorie di indagine:

- Si riduce il fattore di confidenza considerando FC_1 nullo, valutando cioè il rilievo geometrico e dei quadri fessurativi completo
- Si riduce ulteriormente considerando FC_2 nullo per adeguata ricerca storica sulle fasi costruttive del castello ed sull'interpretazione del comportamento strutturale
- Da 0,12 a 0 anche il coefficiente parziale FC_3 , dovuto a estese indagini delle caratteristiche dei materiali, tali da conoscere con sicurezza i parametri meccanici delle murature
- infine la conoscenza relativa al terreno e alle fondazioni è approfondita e viene assunto pertanto il valore $FC_4=0$.

Corte nuova 1

Direzione X

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$
Piano terra	230,85	475	0,486
Piano primo	138,70	475	0,292
Piano secondo	1045,00	475	2,200

	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
	0,070	0,092	0,761
	0,059	0,092	0,641
	0,120	0,092	1,304

Direzione Y

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$
Piano terra	384,75	475	0,810
Piano primo	266,00	475	0,560
Piano secondo	>2475	475	>5,2

	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
	0,085	0,092	0,924
	0,074	0,092	0,804
	>0,159	0,092	>1,73

Corte Nuova 2

Direzione X

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	292,60	475	0,616	0,077	0,092	0,837
Piano primo	167,20	475	0,352	0,063	0,092	0,685
Piano secondo	1387,00	475	2,920	0,131	0,092	1,424

Direzione Y

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	264,10	475	0,556	0,074	0,092	0,804
Piano primo	229,90	475	0,484	0,070	0,092	0,761
Piano secondo	2441,50	475	5,140	0,158	0,092	1,717

Corte Nuova 3

Direzione X

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	76,95	475	0,162	0,046	0,092	0,500
Piano primo	54,15	475	0,114	0,040	0,092	0,435
Piano secondo	395,20	475	0,832	0,086	0,092	0,935

Direzione Y

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	774,25	475	1,630	0,108	0,092	1,174
Piano primo	427,50	475	0,900	0,088	0,092	0,957
Piano secondo	>2475	475	>5,2	>0,159	0,092	>1,73

Corte Nuova 4

Direzione X

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	935,75	475	1,970	0,115	0,092	1,250
Piano primo	387,60	475	0,816	0,085	0,092	0,924
Piano secondo	>2475	475	>5,2	>0,159	0,092	>1,73

Direzione Y

	T_{SLV}	$T_{R,SLV}$	$I_{S,SLV}$	a_{SLV}	$a_{g,SLV}$	$f_{a,SLV}$
Piano terra	98,80	475	0,208	0,051	0,092	0,554
Piano primo	60,80	475	0,128	0,042	0,092	0,457
Piano secondo	463,60	475	0,976	0,091	0,092	0,989

Si nota quanto incidano le valutazioni sullo stato di conoscenza del manufatto: nessun esito è alterato, tuttavia l'approfondimento del livello di ogni campo dell'indagine fornisce un notevole miglioramento delle verifiche (mediamente $\approx +0.2$).

6 VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA: MECCANISMI DI COLLASSO

Il problema della sicurezza degli edifici esistenti in muratura nelle zone sismiche è stato affrontato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008 prevedendo due tipologie di verifica: la **verifica globale** riferita al comportamento d'insieme dell'edificio, e le **verifiche locali** che analizzano porzioni limitate o singoli elementi dell'edificio.

Eseguendo ora questa seconda tipologia di verifica si può affermare che tale analisi di una porzione di edificio può essere svolta con varie metodologie, i cui due indirizzi principali sono:

1. verifiche condotte con l'analisi tensionale, volte a modellare la struttura in esame come un materiale di cui interessa conoscere le tensioni interne indotte dalle sollecitazioni statiche e sismiche. La verifica consiste nell'accertare che lo stato tensionale nella muratura non produca il superamento dei limiti di resistenza del materiale;
2. verifiche condotte con l'**analisi limite dell'equilibrio**, che modellano la porzione di struttura in esame come una serie di elementi murari rigidi che, sottoposti alle sollecitazioni statiche e sismiche, possono formare una catena cinematica e perdere l'equilibrio mettendosi in moto gli uni rispetto agli altri. L'attivazione del meccanismo si avrà una volta raggiunto un valore limite di sollecitazione orizzontale, che si vuole definire ai fini della verifica.

L'analisi limite può essere svolta in campo lineare oppure non lineare.

Nel caso delle verifiche con l'analisi cinematica **lineare**, l'obiettivo è determinare le condizioni di **attivazione del meccanismo**, ossia qual è il valore dell'azione sismica in grado di far perdere l'equilibrio alla catena cinematica. Dunque, con l'analisi cinematica lineare si arriva a determinare una sollecitazione. Tale sollecitazione rappresenta la capacità di resistere che ha la porzione di struttura in oggetto. Essa sarà confrontata con il sisma di progetto, anch'esso espresso mediante una sollecitazione di riferimento che rappresenta il sisma atteso in quel dato sito per quella data costruzione e per il periodo di ritorno prestabilito. Nel lessico delle NTC il sisma atteso è definito come "domanda". Nel caso dell'analisi cinematica lineare, trattandosi di una verifica che confronta sollecitazioni espresse in forma di accelerazioni, si parlerà di "**domanda in accelerazione**". La verifica consiste quindi nell'accertarsi che la capacità sia superiore alla domanda.

Tuttavia, poiché l'attivazione del cinematisimo non coincide con il collasso della porzione di edificio in esame, nel caso della verifica allo Stato Limite Ultimo con l'analisi cinematica lineare le NTC 2008 prevedono di dividere la domanda in accelerazione per un fattore q , il cui valore è pari a 2, che tiene conto delle riserve di resistenza del meccanismo di collasso dopo la sua attivazione. In sostanza tale fattore q considera il fatto che la catena cinematica, anche

se attivata, può portare a delle oscillazioni degli elementi murari che non sempre producono crolli.

L'analisi cinematica **non lineare** indaga il comportamento della catena cinematica **dopo l'atto di moto iniziale**. Dunque nella verifica allo Stato Limite Ultimo con l'analisi cinematica non lineare si determina il massimo spostamento sopportabile dalla struttura, definito "spostamento ultimo". Esso rappresenta la capacità di spostamento della struttura. Perché la verifica sia soddisfatta la "**domanda di spostamento**" (che rappresenta l'effetto del terremoto atteso in quel sito per la struttura in esame e per il periodo di ritorno prestabilito) deve essere inferiore alla capacità di spostamento, definita dallo spostamento ultimo.

6.1 Analisi Cinematica Lineare

Quest'analisi dunque si impone di determinare l'azione sismica limite che possa provocare l'attivazione del meccanismo, vale a dire il raggiungimento della condizione di equilibrio oltre la quale la catena cinematica possa iniziare a muoversi.

La procedura si sviluppa nei seguenti punti:

- individuazione e modellazione del cinematismo di collasso;
- calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 ;
- calcolo dell'accelerazione sismica spettrale di attivazione a^*_0 ;
- verifica SLV con il fattore di struttura q .

6.2 Individuazione e modellazione dei cinematismi

Relativamente a questo punto, il paragrafo C8A.4 della Circolare esplicativa delle NTC08, del 2 febbraio 2009 afferma: "L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica".

Diviene quindi fondamentale uno studio approfondito dell'edificio, in merito alla sua storia progettuale, alle tecniche costruttive adottate, allo stato del materiale, ai collegamenti esistenti fra orizzontamenti e pareti, allo stato fessurativo pregresso. Queste conoscenze si acquisiscono non solo tramite prove in situ e rilievi, ma anche, essendo questo il caso di edifici esistenti, per mezzo di indagini storiche e d'archivio.

Per un edificio in muratura l'unico modo di resistere ad un'azione sismica è reagire con un buon comportamento d'insieme di natura "scatolare". Ciò diventa possibile solo nei casi in cui siano garantiti delle connessioni efficaci fra ogni parete e quelle ortogonali ad essa, oltre che fra gli orizzontamenti e le pareti stesse. Gli edifici storici, tradizionalmente pensati per opporsi soprattutto a carichi verticali statici, spesso presentano connessioni carenti e coperture incapaci di esercitare un'azione di trattenuta nei confronti delle pareti (dunque resistenza a trazione alle azioni orizzontali), a favore di vincoli in grado di esercitare un'azione di solo

contrasto. Fenomeni tipici sono, infatti, lo sfilamento delle travi e dei travicelli dei solai in legno, semplicemente appoggiate in alloggiamenti nei muri perimetrali. Molti degli interventi che si eseguono sono volti a ripristinare l'efficacia dei vincoli garantendone un comportamento bilatero: resistere a compressione (contrasto) e trazione (trattenuta).

Inoltre la buona qualità e conservazione dei materiali e la coesione delle malte sono importati in quanto le forze di coesione e attritive contribuiscono al mantenimento dell'equilibrio in fase dinamica, entro certi limiti di sollecitazione.

Per individuare e modellare la catena cinematica ci si può rifare a possibili piani di scorrimento preesistenti, dovuti alla scarsa resistenza a trazione della muratura oltre che alla vera e propria presenza di lesioni. Oltre alla tipologia muraria e alle sue caratteristiche meccaniche, è necessario definire tutte le forze agenti (resistenti e spingenti). In questa fase grande libertà operativa è lasciata al tecnico, che individua le catene cinematiche e le tipologie di meccanismi sulla base di numerosi fattori e esperienze pregresse.

Per quanto riguarda l'analisi della qualità muraria questa porta innanzitutto all'individuazione dell'angolo critico di lesionamento ϕ (caratteristico del paramento murario) e di conseguenza anche il piano di rottura del cuneo murario. Esso viene in genere individuato dalla retta, fra quelle uscenti radialmente dallo spigolo esterno del cuneo, collocata in corrispondenza di giunti particolarmente deboli, senza incontrare alcun inerte, e permette anche di ipotizzare il possibile sviluppo del meccanismo: un angolo piccolo (misurato rispetto alla verticale) favorisce un movimento rotatorio rispetto alla base, con ribaltamento del concio, mentre un angolo elevato porta più facilmente a rottura per scorrimento del cuneo murario. Poi tale analisi porta alla scelta di alcuni parametri meccanici da adottare;

Due sono i principali parametri meccanici di resistenza relativi alla muratura, definibili seguendo la procedura indicata nelle Appendici alla Circolare n.617 del 2009.

Sono:

- f_d resistenza a compressione di calcolo, importante nella valutazione dell'arretramento delle cerniere.
- τ_{0d} resistenza tangenziale di calcolo, utile per valutare la resistenza data dalla coesione.

Questi due parametri di progetto vengono ricavati a partire da un valore medio, fornito dalla tabella C8A.2.1, in funzione della tipologia di muratura e del livello di conoscenza, eventualmente corretti da un coefficiente dipendente dalla tipologia di muratura e caratteristiche costruttive peculiari della stessa. Il valore così ottenuto viene, quindi, diviso per il coefficiente di sicurezza del materiale ($\gamma_m = 2$) e per il fattore di confidenza, che dipende dal livello di conoscenza.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura \leq 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

tab. 6.1 – Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura (cfr. Tabella C8A.2.1 della Circolare 2009)

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di tab.6.1 , applicando coefficienti correttivi fino ai valori indicati nella tabella C8A.2.2 della Circolare (cfr tab. 6.2 che la riporta). I casi in cui si possono adottare coefficienti migliorativi sono: malta di buone caratteristiche; giunti sottili (< 10 mm); presenza di ricorsi (o listature); presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

tab. 6.2 – Coefficienti correttivi dei parametri meccanici indicati in Tabella C8A.2.1 (cfr. Tabella C8A.2.2 della Circolare)

Altri parametri da valutare sono:

- f coefficiente di attrito interno della muratura; impiegato per quantificare la resistenza di tipo attritivo, scelto in base a valori di letteratura, qualora non fossero svolte indagini in merito (nelle NTC si propone un valore pari a 0,04);
- w peso specifico della muratura, scelto in funzione della tipologia. Il valore viene fornito dalla tabella sopra riportata;
- ϕ angolo critico di lesionamento della muratura, fondamentale per individuare la forma dei cunei coinvolti nel cinematismo, è l'angolo tra la verticale e la linea di distacco.

Per quanto invece riguarda le forze coinvolte nel meccanismo le forze verticali considerate comprendono:

- pesi propri delle porzioni murarie, applicati ai baricentri di ciascun cuneo;
- carichi verticali, ossia peso di solai, volte, coperture ed elementi non strutturali, il cui punto di applicazione coincide col punto di appoggio di tali porzioni sui macroelementi coinvolti nel cinematismo.

Per tutte queste forze è importante calcolare correttamente il braccio d'azione rispetto alla cerniera attorno alla quale si avrà la rotazione dei blocchi costituenti la catena cinematica.

Esse vanno combinate come prescritto dalle NTC 2008 : pesi propri e permanenti portati moltiplicati per 1 e accidentali per un coefficiente ψ_{2j} .

Le forze orizzontali agenti sono:

- azioni sismiche, sono date dai pesi definiti sopra, moltiplicati per un coefficiente α , applicati in direzione orizzontale;
- spinte non inerziali, cioè spinte statiche dovute ad archi, volte e coperture spingenti;
- azioni di trattenimento dei vincoli, cioè forze resistenti che sviluppano i vincoli sollecitati, opponendosi al meccanismo.

Non deve essere trascurata la valutazione della resistenza del vincolo stesso, in quanto, in caso di rottura di un vincolo inefficace, si sviluppano meccanismi diversi;

- forze attrittive, si sviluppano tra le porzioni murarie in moto relativo e vengono meno al momento del distacco; si ottengono moltiplicando per il coefficiente di attrito f tutte le forze la cui retta d'azione interseca la superficie di distacco;
- forze coesive, dovute alla coesione della malta dei giunti, vengono meno a fessurazione avvenuta. Si ottengono moltiplicando la tensione tangenziale τ_{0d} per la proiezione orizzontale della superficie di distacco;
- altre azioni varie, che comprendono spinte interne e spinte da edifici adiacenti.

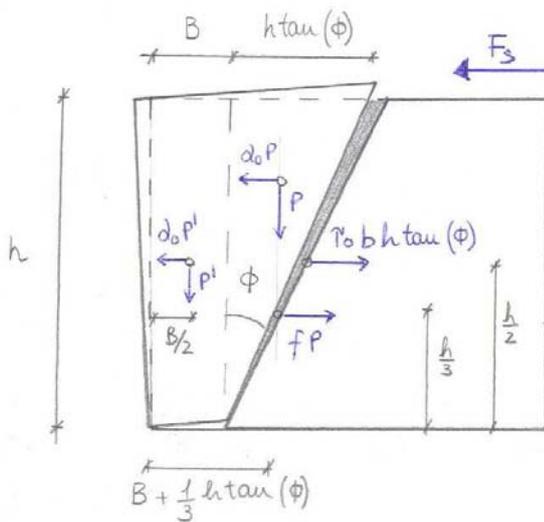


Figura 6.1: Forze e bracci per un cinematismo

6.3 Calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi di attivazione α_0

Le azioni sismiche orizzontali, come già anticipato, vengono definite moltiplicando i carichi verticali per il coefficiente α e, in particolare, il sisma responsabile dell'attivazione del meccanismo è caratterizzato dal moltiplicatore α_0 .

Due sono gli approcci per il calcolo di α_0 : Metodo dell'equilibrio alla rotazione e Principio dei Lavori Virtuali.

Metodo dell'equilibrio

Si basa sull'equilibrio alla rotazione tra momento resistente M_r e momento spingente M_s relativi alla porzione muraria in rotazione considerata (riferimento fig.6.1).

Equazione generale:

$$M_s = M_r$$

(6.1)

$$\alpha_0 M_s + M_{est} = M_{rc} + M_{ra} + M_{rf}$$

dove:

M_s momento spingente dovuto all'azione sismica [$P \cdot 2/3h + P^l \cdot h/2$]

M_{est} momento spingente dovuto alle eventuali azioni esterne, indipendenti dal sisma [$F_{est} \cdot h_{est}$];

M_{rc} momento resistente dovute alla coesione [$\tau_0 \cdot b \cdot h \cdot \tan\phi \cdot h/2$];

M_{ra} momento resistente dovuto all'attrito [$f \cdot P \cdot h/3$];

M_{rf} momento resistente dovuto alla forma del meccanismo [$P \cdot (B+1/3 \cdot h \cdot \tan\phi) + P^l \cdot B/2$].

A seconda della fase del cinematismo (innesco – fessurazione - crisi) sono diversi i contributi al momento resistente. (Ad esempio nella fase di innesco verrà meno il contributo resistente di tipo coesivo). Si assume come moltiplicatore di attivazione il massimo tra quello di innesco e di crisi, dato che quello di fessurazione è inferiore numericamente a quello di innesco.

Il comportamento del meccanismo può essere fragile o duttile. Il caso fragile si presenta quando il moltiplicatore di crisi è minore di quello di innesco, quindi si ha rottura senza preavviso, o comunque nel caso in cui le tre fasi siano molto ravvicinate. Il caso duttile, al contrario, si ha quando il moltiplicatore di crisi supera quello di innesco; in tal caso la rottura è anticipata dalla formazione di lesioni e fessure. Quest'ultima modalità di sviluppo del cinematismo è sicuramente preferibile alla prima, per questo gli interventi di consolidamento e riparazione sono volti ad apportare maggior duttilità alla struttura.

Principio dei Lavori Virtuali

Questo risulta essere il metodo più generale e originario della trattazione dei cinematismi, che tuttavia non tiene conto dei contributi resistenti di coesione e attrito, in quanto forze dissipative; in definitiva il momento resistente è qui dato dal solo contributo di forma, scelta comunque in favore di sicurezza.

Con questo metodo si calcola l'equivalente del moltiplicatore α_0 di crisi calcolato col Metodo dell'Equilibrio, è sufficiente scrivere l'equazione del Principio dei Lavori Virtuali per la generica configurazione ottenuta dando una rotazione infinitesima θ_k al generico blocco, che esprime l'uguaglianza tra il lavoro virtuale delle forze esterne coinvolte e il lavoro virtuale delle forze interne:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{X,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{X,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{Y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (6.2)$$

dove:

n numero delle forze peso applicate;

m numero delle forze peso non direttamente applicate sui blocchi della catena cinematica, le cui masse, per effetto del sisma, generano forze orizzontali sui macroelementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

o numero forze esterne agenti sulla catena cinematica, non associabili a masse;

P_i generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicata nel suo baricentro, o

altro peso portato);

P_j generica forza peso non direttamente applicata sui blocchi della catena cinematica, la cui massa, per effetto del sisma, generano forze orizzontali sui macroelementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

F_h generica forza esterna;

$\delta_{x,i}$ spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione di P_i , assunto positivo se concorde al verso dell'azione sismica;

$\delta_{x,j}$ spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione di P_j , assunto positivo se concorde al verso dell'azione sismica;

$\delta_{y,i}$ spostamento virtuale verticale del punto di applicazione di P_i , assunto positivo verso l'alto;

δ_h spostamento virtuale del punto di applicazione di F_h , assunto positivo se discorde al verso della forza;

L_{fi} lavoro di eventuali forze interne.

6.4 Calcolo dell'accelerazione di attivazione a_0^*

La verifica di sicurezza da svolgere è in termini di azione sismica, quindi di accelerazione, non di sollecitazione. Per questo motivo è necessario calcolare un'ulteriore grandezza, l'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* . È definita come l'accelerazione in grado di produrre l'attivazione del meccanismo che determina la crisi della struttura, applicata alle masse che ne fanno parte, indipendentemente dalla quota a cui si trovano.

Il passaggio da α_0 a a_0^* avviene tramite le formule riportate in Circolare n.617 del 2009;

La massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (6.3)$$

dove:

- $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

La massa partecipante M^* viene calcolata considerando gli spostamenti associati al cinematismo, come se fossero una forma modale. È la "massa partecipante" al movimento della catena cinematica, e coincide effettivamente con la massa totale del sistema solo quando essa è concentrata in un unico punto.

È un concetto relativo alla dinamica dei sistemi, infatti per calcolare la massa partecipante si ipotizza di ricondursi al caso di un oscillatore equivalente a un grado di libertà, per poter confrontare l'accelerazione a_0^* con l'accelerazione sismica spettrale corrispondente al terremoto di progetto. L'oscillatore equivalente ha la massa eccitata dalla prima forma modale del cinematismo, considerata coincidente con la forma stessa del cinematismo durante il suo movimento.

L'accelerazione sismica spettrale a_0^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α_0 e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo, oltre che per il fattore di confidenza. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M * FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (6.4)$$

dove:

– g è l'accelerazione di gravità;

– $e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$ è la frazione di massa partecipante della struttura;

Minore sarà la massa effettivamente partecipante al cinematismo maggiore risulterà l'accelerazione di attivazione, il che significa sisma più potente per innescare il meccanismo di collasso.

– F_C è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore α non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1, quindi pari ad 1.35.

6.5 Verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita del cinematismo di collasso

La verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita dei meccanismi locali può essere svolto come indicato nella Circolare n.617 alle Norme tecniche del 2008 (C.8.D.2.3), che distingue fra meccanismi che coinvolgono una porzione appoggiata a terra e quelli che interessano uno o più elementi posti a una certa quota. In quest'ultimo caso devono essere svolte entrambe verifiche, al suolo e in quota.

Nel caso in cui la **verifica** riguardi un **elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra**, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita risulta soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo rispetta la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{V_R})S}{q} \quad (6.5)$$

in cui a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno, è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2 delle NTC, S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC e q è il fattore di struttura assunto pari a 2;

Se invece il **meccanismo locale interessa** una **porzione della costruzione posta ad una certa quota**, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare che risulti soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} \quad (6.6)$$

dove:

- $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico in accelerazione definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2. delle NTC, calcolato per il periodo T_1 ;
- T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata; nel caso analizzato è stato calcolato tramite formula approssimata per il caso in normativa “ville, palazzi” $T_1 = 0,05 H^{3/4}$
- $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z)=Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (fondazioni spesso ritenute coincidenti con piano campagna);
- γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma=3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

6.6 Analisi Cinematica NON Lineare

Consiste nel determinare il **massimo spostamento** (capacità) che può sopportare il cinematismo in analisi e confrontarlo col valore di riferimento (domanda), dipendente dall'azione sismica attesa nel sito e dalla configurazione deformata definita dallo spostamento di un punto di controllo K . Infatti lo spostamento massimo è individuato su un diagramma, denominato “curva di capacità”, che mette in relazione (A) spostamento del punto di controllo K con (B) l'azione sismica necessaria ad attivare il cinematismo a partire dalla configurazione deformata definita dallo spostamento del punto K .

La due situazioni estreme che delimitano il campo dell'analisi non lineare, nonché la curva di capacità, sono l'attivazione (configurazione iniziale) e la perdita di equilibrio (configurazione spostata limite). Quindi l'analisi parte da una situazione indeformata, in cui l'azione sismica calcolata è quella necessaria ad attivare il cinematismo, per giungere ad una situazione finale in cui tale azione risulta nulla, essendo una configurazione di equilibrio instabile. A partire dall'attivazione si monitora l'entità dello spostamento al calare di α , cioè dell'azione sismica necessaria per avere lo spostamento.

Si arriva alla verifica tramite:

- individuazione e modellazione del meccanismo; (come analisi lineare)
- calcolo del moltiplicatore di attivazione α_0 ; (come analisi lineare)
- scelta del punto di controllo K;
- calcolo dello spostamento $d_{k,0}$, per il quale si annulla α ;
- conversione di $d_{k,0}$ in d_0^* e di α_0 in a_0^* ;
- costruzione della curva di capacità nel piano (a^*, d^*);
- valutazione spostamento ultimo d_u^* ;
- calcolo del periodo secante T_s ;
- verifica vera e propria.

6.6.1 Scelta del punto di controllo K

Si è assunto coincidente col “baricentro dei baricentri”, cioè il punto baricentrico del sistema di forze peso totali relative agli elementi in movimento, come da prassi. In alternativa il progettista può fissarlo in corrispondenza di punti di interesse per fenomeni da monitorare.

6.6.2 Calcolo dello spostamento $d_{k,0}$

E' lo spostamento che si ottiene dalla scrittura del PLV, imponendo $\alpha = 0$, ricavando quindi l'incognita $\theta_{k,0}$, rotazione virtuale necessaria a raggiungere la condizione finale di equilibrio instabile.

Si considera come punto di controllo il baricentro del blocco e si impone una rotazione virtuale θ_k , con riferimento alla figura.

$$R_p = \sqrt{X_p^2 + Y_p^2}$$

$$\phi_p = \arctg\left(\frac{Y_p}{X_p}\right)$$

$$\delta_{XP'} = R_p \sin(\phi_p + \theta_k)$$

$$\delta_{YP'} = R_p \cos(\phi_p + \theta_k)$$

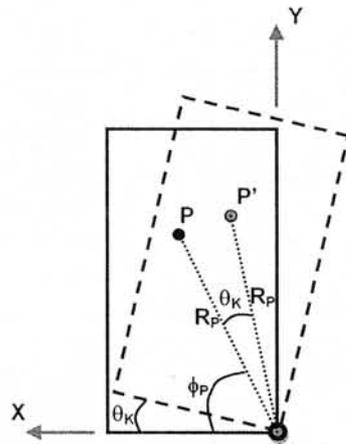


Figura 6.2

Si applica il Principio dei Lavori Virtuali (C8A.4.1):

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{X,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{X,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{Y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L f_i$$

con il quale, esprimendo gli spostamenti in funzione dell'angolo infinitesimo, si ricava l'angolo $\theta_{k,0}$, essendo l'unica incognita dell'equazione se si pone $\alpha_0=0$:

$$\sum_{i=1}^n P_i \delta_{Y,i} + \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = 0$$

Nel caso di configurazione monolitica, come il caso a cui ci si è ricondotti nel cinematisimo affrontato con analisi non lineare, questa rotazione è quella necessaria a portare il baricentro del sistema di forze agenti sul blocco sulla verticale della cerniera di rotazione.

Noto θ_k , si calcola lo spostamento $d_{k,0}$ corrispondente al raggiungimento dell'equilibrio instabile:

$$d_{k,0} = X_k' - X_k$$

Per un approccio semplificato, considerando costanti le azioni coinvolte nel meccanismo, si può considerare la curva di capacità ottenuta come una retta di equazione:

$$\alpha = \alpha_0 (1 - d_k / d_{k,0})$$

di modo da tracciare tale curva collegando solamente i punti di coordinate note: $(\alpha_0, 0)$ e $(0, d_{k,0})$.

6.6.3 Conversione di $d_{k,0}$ in d_0^* e di α_0 in a_0^* e costruzione curva di capacità (a^*, d^*)

Si trasforma ora la curva di capacità scritta in termini di α - d_k in una curva riferita ad un sistema equivalente ad un grado di libertà, quindi scritta in termini di a^* - d^* . Il passaggio $\alpha \rightarrow a^*$ avviene come per l'analisi lineare.

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2}{\delta_{X,K} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}}$$

$$a^* = \frac{\alpha g}{e^* FC}$$

dove:

$n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera delle forze orizzontali sulla catena cinematica;

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione della forza P_i ;

$\delta_{x,K}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di controllo K.

mentre gli altri valori sono già stati definiti per l'analisi lineare.

Dalle due conversioni si ottengono dunque i punti di coordinate note: $(a^*_0, 0)$ e $(0, d^*_0)$ con i quali si individua la retta: $a^* = a^*_0 (1 - d^*/d^*_0)$

che come anticipato è la curva che descrive tutta l'evoluzione del meccanismo, dall'attivazione alla perdita di equilibrio, tramite i progressivi spostamenti (ascissa) e l'accelerazione necessaria a continuare il movimento (ordinata).

6.6.4 Valutazione dello spostamento ultimo d^*_u

Lo spostamento ultimo, che indica di quanto è in grado di spostarsi la struttura prima del collasso, corrisponde al minore tra gli spostamenti (vd. NTC08 C8.7):

- il 40 % dello spostamento d^*_0 , per cui si annulla l'accelerazione spettrale valutata in una curva in cui si considerino solo le azioni presenti fino al collasso;
- spostamento fissato dal progettista per evitare fenomeni incompatibili con la stabilità della costruzione (es. sfilamento travi dei solai).

La capacità della struttura viene definita appunto come d^*_u nel caso di verifica allo SLV o direttamente come a^*_0 allo SLD. Si precisa che nel caso dell'analisi lineare la capacità è una resistenza, mentre nel caso dell'analisi non lineare essa è rappresentata tramite lo spostamento.

6.6.5 Calcolo periodo secante T_s

Ora si confronta d^*_u spostamento ultimo (capacità) con la domanda ottenuta dallo spettro di spostamento, in corrispondenza del periodo secante T_s , che corrisponde alla condizione ultima della parete. È necessario valutare la domanda di spostamento in corrispondenza di tale periodo in quanto il fenomeno di parete soggetta a oscillazioni presenta aspetti dinamici che non possono essere colti con il metodo dell'analisi limite.

Per il calcolo di T_s vanno preliminarmente calcolati lo spostamento d^*_s e l'accelerazione a^*_s , le cui espressioni sono fornite in normativa (accelerazione in m/s^2):

$$d_s^* = 0,4 d_u^*$$

$$a_s^* = a_0^* \left(1 - d_s^* / d_0^*\right)$$

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

6.6.6 Verifica SLV

Anche in questo caso si differenziano la situazione al livello del terreno ed in quota, come per il caso dell'analisi lineare:

Al suolo

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

dove $S_{De}(T_s)$ è lo spettro di risposta elastico in spostamento, ricavato dallo spettro elastico in accelerazione come indicato nella seconda espressione riportata, valutato in corrispondenza di T_s ;

In quota

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \psi(Z) \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$$

dove i vari parametri sono già stati definiti in precedenza; questa è l'espressione fornita dalle NTC come "approssimazione accettabile" per tener conto dello spettro di risposta in spostamento in quota.

6.7 Tipologie di cinematismi

I danni tipici degli edifici in muratura possono essere distinti secondo due fondamentali modalità di collasso, detti meccanismi di I e II modo. Per meccanismi di *I modo* si intendono quei cinematismi di collasso connessi al comportamento delle pareti in muratura fuori dal proprio piano, quindi con comportamento flessionale e ribaltamento, dove la muratura non ha capacità resistente apprezzabile. I meccanismi di *II modo* riguardano invece la risposta della parete nel proprio piano, con tipici danneggiamenti per taglio e flessione (pressoflessione nel piano, taglio per scorrimento, fessurazione diagonale), nei quali invece la muratura offre grande resistenza.

L'attivazione di tali modalità di collasso è strettamente dipendente dal comportamento globale dell'edificio che, a sua volta, dipende dalle sue caratteristiche tipologiche e meccaniche:

- qualità dei collegamenti delle pareti verticali sia tra loro sia con gli orizzontamenti;
- resistenza meccanica delle pareti murarie;
- distanza massima tra le pareti;
- altezza massima d'interpiano;
- rigidità dei solai.
- spinte di archi e volte non equilibrate

Cinematismi fuori dal piano, I modo:

- ribaltamento semplice di parete;
- ribaltamento di parete monolitica;
- ribaltamento del cantonale;
- flessione verticale di parete;
- flessione orizzontale di parete

Cinematismi nel piano, II modo:

- pressoflessione nel piano
- taglio per scorrimento
- fessurazione diagonale

6.7.1 Ribaltamento semplice di parete (con eventuale presenza di forze di trattenuta)

Questo cinematisma consiste in una rotazione di porzioni di pareti o intere facciate attorno ad un asse orizzontale posto alla base di esse. Si manifesta soprattutto nel caso in cui manchino vincoli sommitali (copertura, solaio, cordoli, tiranti..) in grado di trattenere le pareti e un buon ammorsamento con le pareti laterali ortogonali, così infatti viene meno il comportamento scatolare che permette un'efficace risposta globale dell'edificio alla sollecitazione sismica.

Un ribaltamento simile è inoltre incoraggiato nel caso in cui vi siano archi e volte spingenti non contrastati, catene e cordoli assenti o inefficaci, orizzontamenti non rigidi, muratura a sacco o deteriorata.

L'avvenuta attivazione del meccanismo si evidenzia attraverso lesioni verticali in corrispondenza in corrispondenza dell'ammorsamento con le pareti adiacenti, fuori piombo della parete che ribalta e sfilamento di travi dei solai, come esemplificato nella figura seguente:

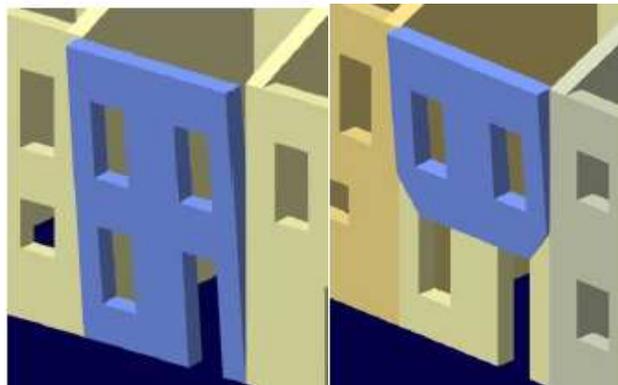


Fig. 6.3: Meccanismo di ribaltamento semplice

Si sceglie di calcolare il moltiplicatore di attivazione α con analisi cinematica lineare secondo il Metodo dell'Equilibrio. Si eguaglia quindi il momento stabilizzante o resistente M_R , dato dalle forze peso, e quello instabilizzante o spingente M_S , dato dalle spinte fuori piano orizzontali e dai pesi propri moltiplicati per il coefficiente incognito α .

Momento resistente (o stabilizzante):

$$M_R = \sum_{i=1}^n W_i \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} d_i + \sum_{i=1}^n T_i h_i$$

Momento spingente (o instabilizzante):

$$M_S = \alpha \left[\sum_{i=1}^n W_i y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{vi} h_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{hi} h_{vi} + P_h h_i$$

→ *Moltiplicatore di collasso:*

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} d_i + \sum_{i=1}^n T_i h_i - \sum_{i=1}^n F_{hi} h_{vi} - P_h h_i}{\sum_{i=1}^n W_i y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{vi} h_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} h_i}$$

dove i simboli hanno significato:

W_i peso proprio dell'i-esimo elemento della catena cinematica;

s_i spessore dell'i-esimo elemento della catena cinematica ($s_i/2$ è il braccio orizzontale della forza peso W_i rispetto alla cerniera);

y_{Gi} quota del baricentro dell'i-esimo blocco di muratura coinvolto, rispetto alla cerniera;

F_{vi} componente verticale dell'i-esima forza F_i agente;

F_{hi} componente orizzontale dell'i-esima forza F_i agente;

d_{vi} braccio orizzontale della generica forza F_i agente, rispetto alla cerniera;

h_{vi} quota di applicazione della F_{vi} rispetto alla cerniera;

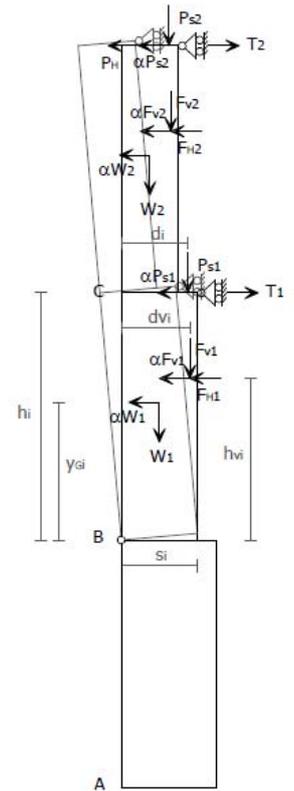
P_{si} i-esimo peso proprio di solaio;

P_h generica spinta orizzontale;

d_i braccio orizzontale dell'i-esimo peso proprio di solaio, rispetto alla cerniera;

T_i i-esima forza di trattenuta esercitata da una catena o tirante;

h_i quota di applicazione della generica forza F_i , rispetto alla cerniera.



6.7.2 Ribaltamento semplice di parete monolitica

Il meccanismo è simile al precedente, solo che si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni soprattutto sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse. E' il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Anche in questo caso il moltiplicatore α si calcola con un equilibrio alla rotazione.

Momento resistente (o stabilizzante):

$$M_{R(A)} = W \frac{s}{2} + F_V d_V + P_S d + Th$$

Momento spingente (o instabilizzante):

$$M_S = \alpha [W y_G + F_V h_V + P_S h] + F_h h_V + P_h h$$

→ *Moltiplicatore di collasso:*

$$\alpha = \frac{W \frac{s}{2} + F_V d_V + P_S d + Th - F_h h_V - P_h h}{W y_G + F_V h_V + P_S h}$$

dove i simboli hanno significati analoghi alla precedente tipologia.

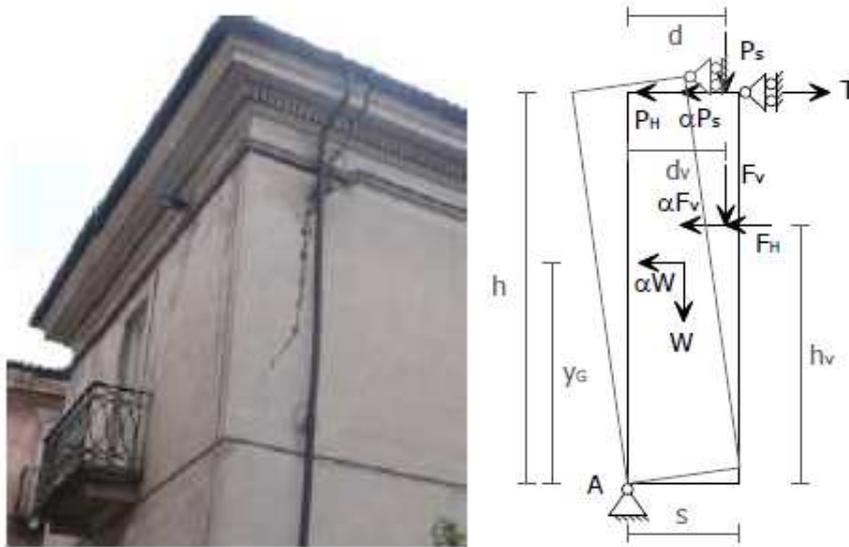


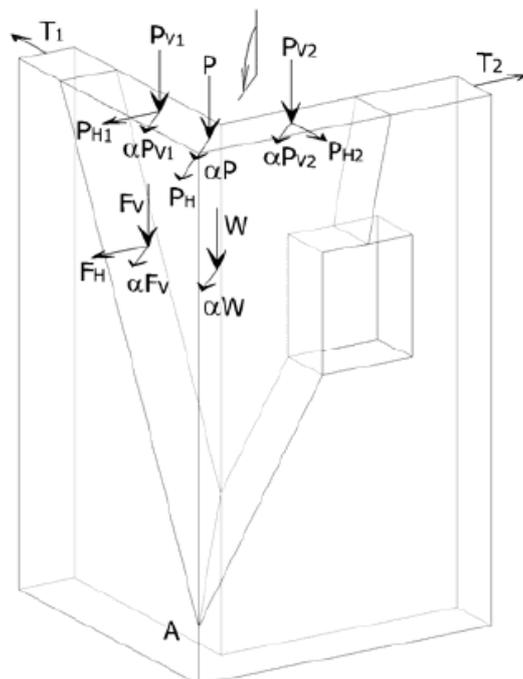
Fig. 6.4: Meccanismo di ribaltamento semplice monolitico

6.7.3 Ribaltamento del cantonale

Questo cinematisma consiste in una rotazione rigida di un cuneo di muratura comprendente porzioni di pareti fra loro ortogonali, intorno al suo punto di base, ed è spesso dovuto ai carichi trasmessi dai puntoni dei tetti a padiglione. La rotazione avviene verso l'esterno, attorno ad un asse passante per la cerniera a 45° rispetto alle due pareti convergenti del cantonale.

Le lesioni che ne nascono hanno andamento diagonale, con un tracciato che segue o la presenza di aperture nelle pareti o il quadro fessurativo preesistente.

Anche in questo caso il moltiplicatore α si calcola con un equilibrio alla rotazione.



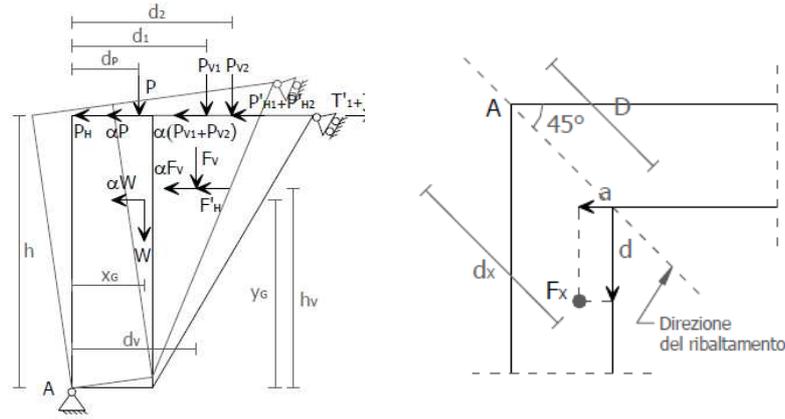


Fig. 6.5: Meccanismo di ribaltamento del cantonale

Momento resistente (o stabilizzante):

$$M_R = Wx_G + F_V d_V + Pd_P + P_{V1}d_{V1} + P_{V2}d_{V2} + (T'_1 + T'_2)h$$

Momento spingente (o instabilizzante):

$$M_S = \alpha[Wy_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2})h] + F'_h h_V + (P_h + P'_1 + P'_2)h$$

→ *Moltiplicatore di collasso:*

$$\alpha = \frac{E}{Wy_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2})h}$$

in cui il termine E corrisponde a:

$$E = Wx_G + F_V d_V + Pd_P + P_{V1}d_{V1} + P_{V2}d_{V2} + (T'_1 + T'_2)h - F'_h h_V - (P_h + P'_1 + P'_2)h$$

dove i simboli hanno significati analoghi alle precedenti tipologie e in particolare le grandezze contraddistinte dall'apice rappresentano le proiezioni nella direzione del ribaltamento delle rispettive componenti di azioni considerate:

W peso proprio dell'elemento;

x_G braccio orizzontale, lungo la direzione di ribaltamento, di W.

y_G quota di applicazione di W, rispetto alla cerniera;

F_V componente verticale delle generica forza F agente;

F'_h componente orizzontale delle generica forza F agente, proiettata nella direzione di ribaltamento;

d_V braccio orizzontale della forza F, lungo la direzione di ribaltamento, rispetto alla cerniera;

h_V quota di applicazione della forza F, rispetto alla cerniera;

P generica forza verticale, gravante all'intersezione delle due pareti costituenti il cantonale;

P_{vi} generica forza verticale, gravante su una delle due pareti costituenti il cantonale

P_h generica forza orizzontale, applicata all'intersezione delle due pareti costituenti il cantonale ($i = 1,2$), lungo la direzione di ribaltamento;

P'_{hi} generica forza orizzontale, applicata su una delle due pareti costituenti il cantonale ($i = 1,2$), proiettata lungo la direzione di ribaltamento;

h quota di applicazione delle forze P, P_{vi} , P_h , P'_{hi} , pari all'altezza totale del cantonale;

- T'_i forza di trattenuta esercitata da una catena o tirante in una delle due pareti costituenti il cinematismo ($i = 1,2$), proiettata lungo la direzione di ribaltamento;
- d_i braccio orizzontale dell' i -esima forza verticale agente rispetto alla cerniera, calcolato come $d_x = D + \sqrt{2}/2(d - a)$ con D, d e a da Fig.6.3

6.7.4 Flessione verticale di parete

Questo cinematismo si caratterizza per la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi, attorno alla quale avviene la rotazione reciproca degli stessi per azioni fuori dal piano.

Questo meccanismo di collasso si verifica quando la parete è ben ammorsata agli estremi mentre ha una carenza di collegamento nella zona centrale, cioè alle pareti ortogonali poste ai lati e soprattutto centralmente. Una situazione di questo tipo si presenta quando si considera la singola porzione di parete compresa tra due solai ben collegati a essa (flessione verticale monolitica) oppure quando un edificio presenta un cordolo in sommità ed i solai intermedi privi di qualsiasi connessione. In questi casi il dispositivo di connessione in sommità impedisce il ribaltamento della parete, ma sotto l'effetto di azioni orizzontali questa può collassare per instabilità verticale, dato che la muratura storica per sua natura sopporta gli sforzi di flessione indotti da azioni ortogonali solo se lo sforzo normale mantiene risultante interna alla sezione trasversale.

In altre parole azioni verticali e orizzontali determinano l'instaurarsi di una sorta di "effetto arco verticale" nella parete, per cui le F orizzontali si scaricano sui vincoli agli estremi, tuttavia se queste ultime superano un certo valore le F verticali non sono più sufficienti a contrastare il momento instabilizzante, si genera quindi il cinematismo descritto.

Altre concause di questo cinematismo sono: snellezza eccessiva delle pareti, muratura a sacco o paramenti mal collegati e spinte orizzontali localizzate (archi, volte).

L'attivazione del cinematismo è evidenziata da spanciamenti e fuori piombo della parete, da lesioni orizzontali e verticali, dallo sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.

Il meccanismo è generalmente caratterizzato da valori del coefficiente di collasso α superiori rispetto al caso di ribaltamento semplice.

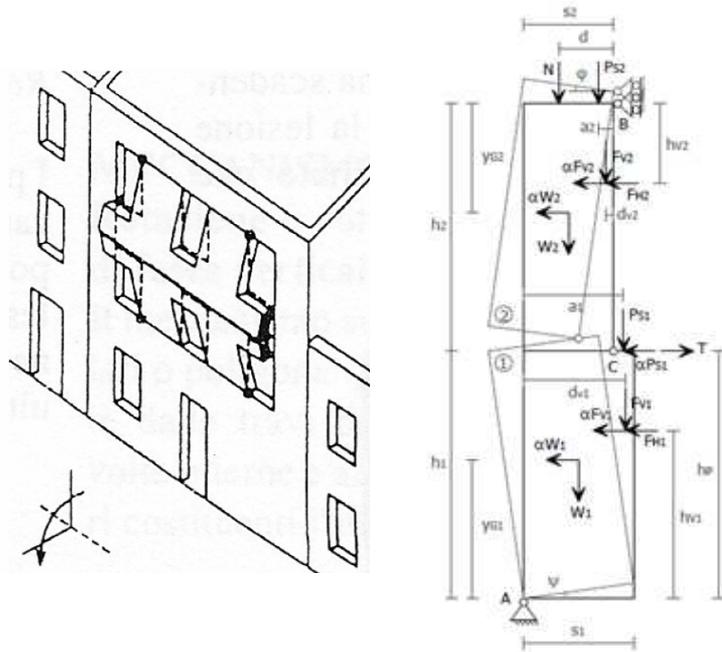


Fig. 6.6 Meccanismo di flessione verticale di parete



Fig. 6.7: Meccanismo di flessione verticale di parete

Il moltiplicatore α è qui calcolato impiegando il Principio dei Lavori Virtuali, di cui l'equazione:

$$\alpha[W_1\delta_{1x} + W_2\delta_{2x} + F_{V1}\delta_{V1x} + F_{V2}\delta_{V2x} + P_{S1}\delta_{P1x}] + F_{H1}\delta_{V1x} + F_{H2}\delta_{V2x} = W_1\delta_{1y} + W_2\delta_{2y} + F_{V1}\delta_{V1y} + F_{V2}\delta_{V2y} + N\delta_{Ny} + P_{S1}\delta_{P1y} + P_{S2}\delta_{P2y} + T\delta_{P1x}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{E}{W_1y_{G1} + F_{V1}h_{V1} + P_{S1}h_p + (W_2y_{G2} + F_{V2}h_{V2})\frac{h_1}{h_2}}$$

dove il termine E indica la seguente espressione:

$$E = \frac{W_1}{2}s_1 + F_{V1}d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2})s_2 + \frac{h_1}{h_2}\left(\frac{W_2}{2}s_2 + P_{S2}a_2 + Nd + F_{V2}d_{V2} - F_{H2}h_{V2}\right) + P_{S1}a_1 - F_{H1}h_{V1} + Th_p$$

- W_i peso dell'i-esimo blocco di parete ($i = 1,2$);
 s_i spessore blocco i-esimo
 δ_{ix} spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione di W_i ;
 δ_{iy} spostamento virtuale verticale del punto di applicazione di W_i ;
 F_{vi} componente verticale della generica forza F ;
 F_{Hi} componente orizzontale della generica forza F ;
 δ_{vx} spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione di F ;
 δ_{vy} spostamento virtuale verticale del punto di applicazione di F ;
 N carico verticale agente in sommità;
 δ_{Ny} spostamento virtuale verticale del punto di applicazione di N ;
 P_{si} peso proprio del solaio/copertura;
 δ_{Py} spostamento virtuale verticale del punto di applicazione di P_s ;
 h_i e h_{vi} rispettivamente altezza blocco i e coordinata y componente orizzontale forza F_i
 a_i coordinata x di P_{si}
 d e d_{vi} rispettivamente coordinata x di N e di componente verticale forza F_i

6.7.5 Flessione verticale di parete monolitica

La modalità di calcolo del moltiplicatore α nel caso il cinematisma interessi solo una parete compresa fra due solai (un unico piano), che viene quindi divisa orizzontalmente in due blocchi, si semplifica; si impiega il Principio dei Lavori Virtuali, di cui si scrive l'equazione:

$$\alpha[W_1\delta_{1x} + W_2\delta_{2x} + F_v\delta_{vx}] + F_h\delta_{vx} = W_1\delta_{1y} + W_2\delta_{2y} + F_v\delta_{vy} + N\delta_{Ny} + P_s\delta_{Py}$$

Essendo il problema a due incognite, α e l'altezza alla quale si forma la cerniera cilindrica orizzontale fra i due blocchi, si esprime α tramite il coefficiente adimensionale μ , che indica il variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza:

$$\alpha = 2 \frac{(\mu - 1)(P_s a + Nd + F_v d_v - F_h h_v) + s(W + N + P_s + F_v)}{(\mu - 1) \left(W \frac{h}{\mu} 2F_v h_v \right)}$$

in cui si sono espressi:

$$h_1 = \frac{\mu - 1}{\mu}; \quad h_2 = \frac{h}{\mu}; \quad W_1 = \frac{W}{\mu}; \quad W_2 = \frac{\mu - 1}{\mu}W$$

Il minor valore di α ottenibile dalla relazione sopra sarà quello utilizzato per la verifica, ed il termine μ corrispondente indica la posizione della lesione orizzontale che fra tutte avrà maggiore probabilità di formarsi, cioè quella che necessita della minore accelerazione di attivazione.

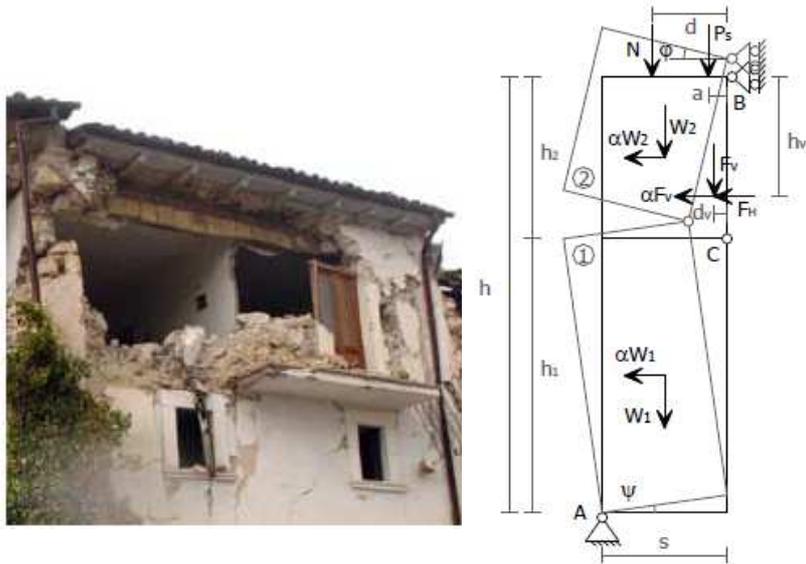


Fig. 6.8: Meccanismo di flessione verticale monolitica di parete

6.8 Ipotesi Assunte

Si riassumono di seguito le principali ipotesi assunte nella valutazione dei cinatismi di collasso ed i dati comuni a tutti i calcoli eseguiti.

Fattore confidenza $F_C = 1,35$

Fattore di sicurezza materiale $\gamma_M = 2$

Fattore di struttura $q = 2$

Altezza edificio $H = 19.5 \text{ m}$

Numero piani $N = 3$

Peso specifico muratura 1800 daN/mc

Il periodo di riferimento V_R assunto è pari a 50 anni.

6.9 Cinematismi considerati

Con riferimento alle figure poi riportate ed in base alle considerazioni precedentemente espresse sono stati analizzati i seguenti meccanismi di collasso relativi all'area Corte Nuova:

- ribaltamento semplice della parete 1 (denominata parete sx Manto + sx rivellino) intera;
- ribaltamento semplice della parete 1 ultimo livello;
- ribaltamento semplice della parete 1 ultimi due livelli;
- ribaltamento parete 1 (Manto+rivellino) + parte parete 2 (chiusura rivellino);
- ribaltamento parete sx rivellino + parte parete 2 (chiusura rivellino) + parte parete 3 (Manto-rivellino) intera;
- ribaltamento parete sx rivellino + parte parete 2 (chiusura rivellino) + parte parete 3 (Manto-rivellino) ultimo livello;
- ribaltamento parete sx rivellino + parte parete 2 (chiusura rivellino) + parte parete 3 (Manto-rivellino) ultimi due livelli;
- ribaltamento semplice della parete rivellino intera;
- ribaltamento semplice della parete rivellino ultimo livello;
- ribaltamento semplice della parete rivellino ultimi due livelli;
- con spinte volte annullate ribaltamento semplice parete 1 (denominata parete sx Manto + sx rivellino – fascia di 1 m) intera;
- con spinte volte annullate ribaltamento parete 1 (Manto+rivellino) + parte parete 2 (chiusura rivellino);
- con spinte volte annullate ribaltamento parete sx rivellino + parte parete 2 (chiusura rivellino) + parte parete 3 (Manto-rivellino) intera;
- con spinte volte annullate ribaltamento semplice della parete rivellino intera;
- con duplice forza di ritenuta ribaltamento semplice della parete 1 intera;
- flessione verticale di parete monolitica 1° piano parete 1 Marchesi
- flessione verticale di parete composta da 2 piani (Marchesi parete 1 + superiore)
- flessione verticale di parete monolitica 2° piano parete 10

Tutti questi cinematismi sono stati verificati con analisi cinematica lineare, mentre l'analisi cinematica non lineare è stata svolta a solo scopo didattico su un solo caso:

- con analisi non lineare ribaltamento semplice della parete 1 ultimi due livelli;

6.9.1 Calcolo spinte volte piano terra (ipotesi interamente a botte)

L'ipotesi che si è fatta per il calcolo delle spinte orizzontali e dei pesi dei solai voltati a piano terra è stata quella "semplificativa" di mantenere la tipologia di volte a botte per tutta la lunghezza degli ambienti sotto Sala di Manto, rivellino, sotto Sala Marchesi.

L'elemento generatore delle volte è l'arco, cioè un elemento strutturale in grado di incanalare, con la sua traiettoria curvilinea, le sollecitazioni prodotte dai carichi verticali trasformandole in forze prevalenti di compressione. È un sistema spingente formato da elementi che si reggono in equilibrio per mutuo contrasto, ed il cui valore di spinta è in rapporto all'inclinazione degli elementi. Il collasso avviene dalla condizione di instabilità isostatica: se si creano cioè tre cerniere, una "in chiave" e due alle imposte; per evitare questo fenomeno, la curva delle pressioni deve rimanere all'interno della sezione (Fig.6.9). Dal punto di vista tensionale, per non generare sforzi di trazione che potrebbero innescare fessurazioni la risultante delle pressioni deve rimanere entro i limiti del terzo medio, quando arriva al bordo del terzo medio, allora incomincia lo sforzo di trazione.

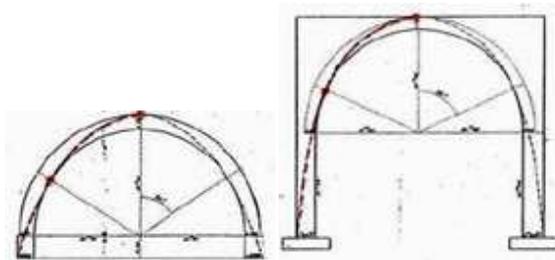


Fig. 6.9: Esempi curva delle pressioni

Volta a botte è per definizione costituita da superficie cilindrica ottenuta dalla traslazione di una direttrice curva (l'arco appunto) su generatrici rettilinee, e nel caso analizzato si sono considerate prevalenti le spinte individuate dagli archi trasversali in direzione normale ai muri di perimetro paralleli alle generatrici. Si è diviso il solaio tipo nelle tre parti corrispondenti ad arco in muratura, materiale di riempimento sovrastante e pavimentazione, calcolati i corrispondenti pesi e si è proceduto ad una valutazione delle spinte tramite metodo speditivo; infatti si utilizza lo schema isostatico dell'arco a tre cerniere che fornisce con immediatezza il valore della spinta, per carico uniformemente distribuito p con riferimento alla geometria trasversale:

$$H = \frac{pl^2}{8f} \quad (6.5)$$

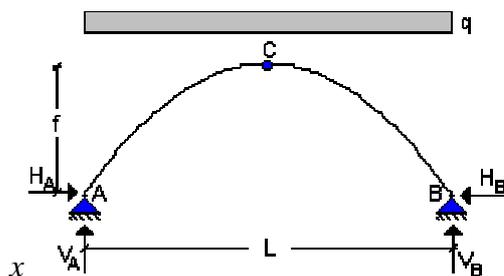


Fig. 6.10: Schema statico arco a tre cerniere

γ muratura = 1800 daN/m³
 γ riempimento = 1600 daN/m³
 γ pavimentazione = 2000 daN/m³

Vol. arco muratura = 1,73 m² · 1 m = 1,73m³
Vol. riempimento = 2,58 m³
Spessore pavimentazione = 0,04 m

P. arco muratura = 3114 daN

P. riempimento = 4128 daN

P. pavimentazione = (0,04 * 5,68 * 1) * 2000 = 454,4 daN

Tot = 7726 daN

P = P/m trasversale = 7726/5,68m = 1360,2 daN/m

H = p * l² / 8f = 3081,7 daN al m longitudinale

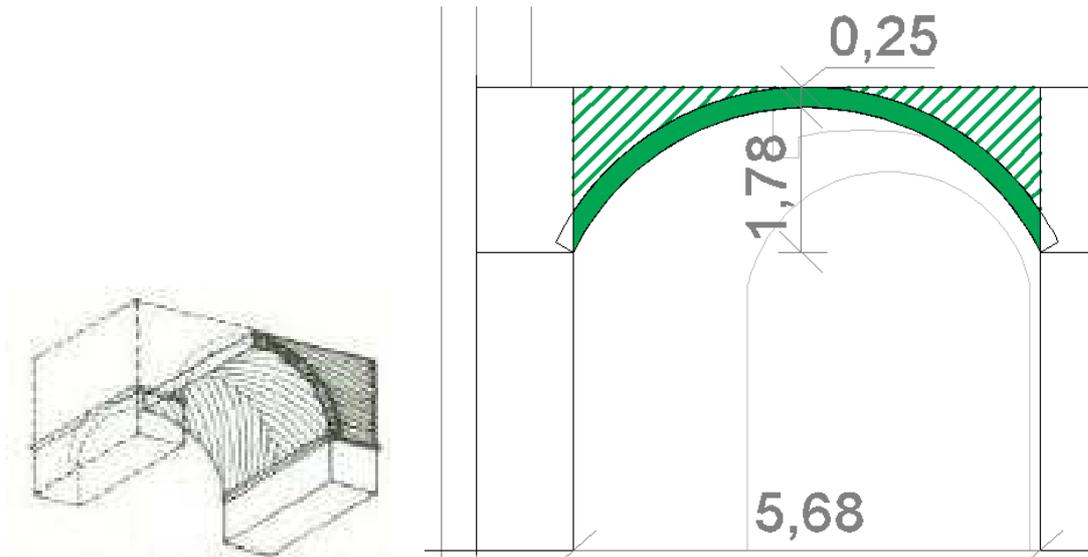


Fig. 6.11 Schema volumi volte a botte

6.9.2 Ribaltamento semplice della parete 1 intera (denominata parete sx Manto + sx rivellino)

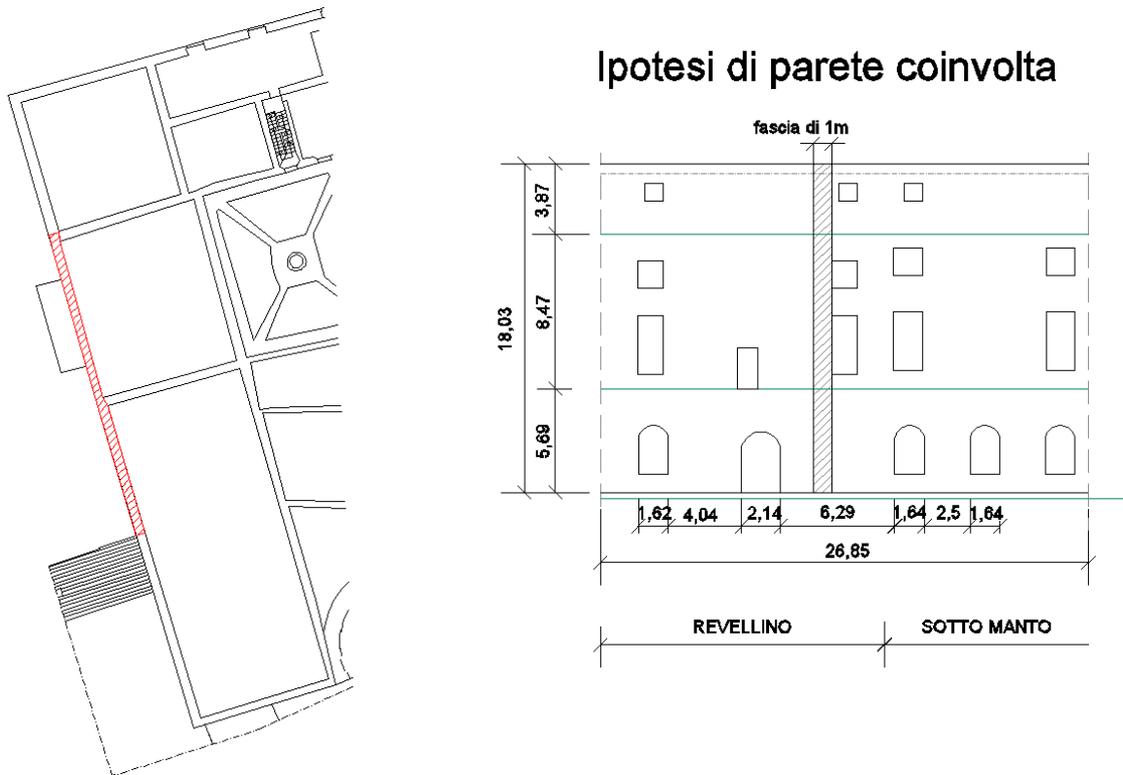


Figura 6.12 – Pianta e prospetto della parete 1 coinvolta nei cinematismi

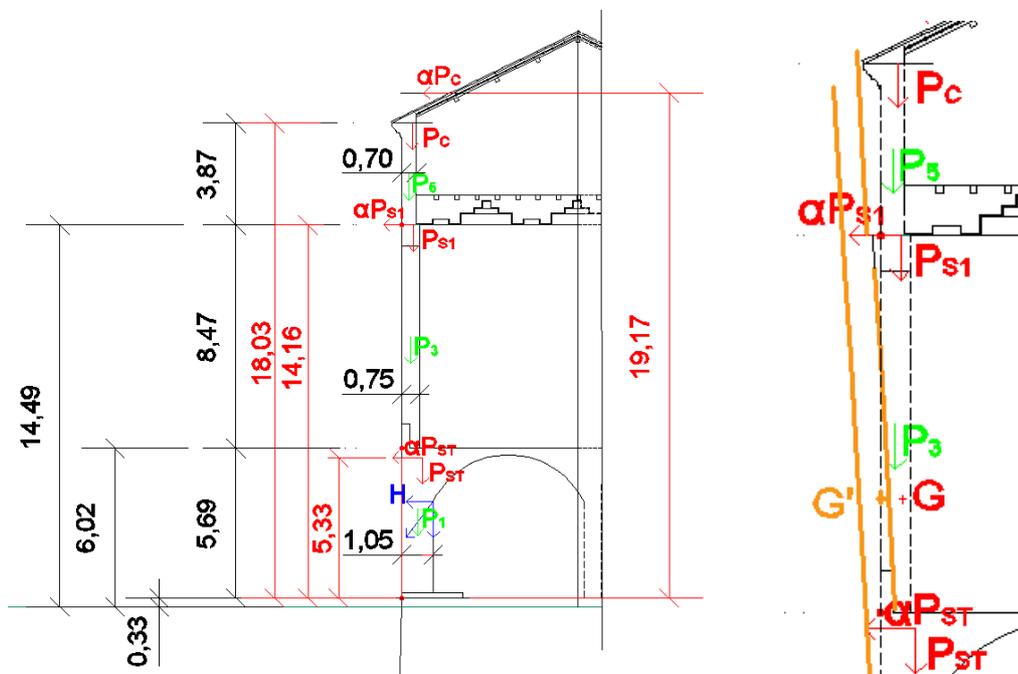
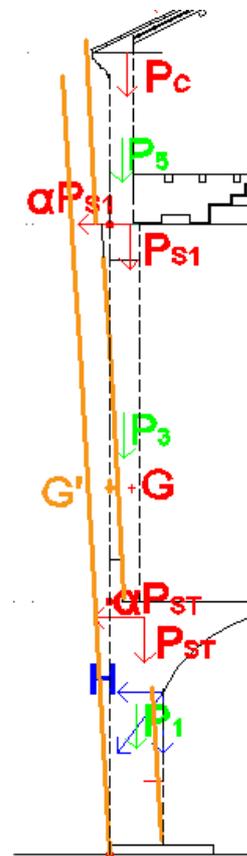


Figura 6.13 – Forze e bracci coinvolti nei cinematismi

Figura 6.14 – Schema cinematismo ribaltamento parete intera



Tale cinematismo è possibile si attivi nell'ipotesi che la parete si comporti come un blocco monolitico, cioè sia di qualità sufficiente a impedirne la disgregazione sotto l'effetto dell'azione sismica e a consentire il progredire di una rotazione della parete indipendentemente dal resto, attorno a un asse orizzontale posto alla base.

Caratteristiche muratura e edificio:

Caratteristiche muratura

Resistenza compressione media muratura	f_m	t/m^2	244,748
Resistenza compressione di progetto muratura	f_d	t/m^2	91

Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1,35
Fattore di sicurezza materiale	γ_M	adim.	2

Dati di input - edificio

Fattore di struttura	q	adim.	2
Altezza meccanismo	Z	m	0,33
Altezza edificio	H	m	19,5
Numero piani	N	adim.	3

Lunghezza totale parete sarebbe 26,85 m, ma per costanza di altezze e spessori verifica fatta su fascia di **1 m** di parete.

Forze peso P_i applicate sul cinematismo e spingenti sismicamente

n.	descrizione	G1+G2 daN	P_i daN	X m	Y m	$P_i X_i$	$P_i Y_i$
1	Parete piano terra	9.393	9393	0,53	2,49	4.931,48	23.342,35
2	Solaio piano terra	8.800	8800	0,70	5,33	6.159,89	46.903,15
3	Parete piano primo	11.381	11381	0,38	9,91	4.267,69	112.723,85
4	Solaio piano primo	995	995	0,50	14,16	497,59	14.091,75
5	Parete piano secondo	4.876	4876	0,35	16,10	1.706,67	78.482,44
6	Solaio piano secondo	0	0	0,47	0	0,00	0,00
7	Copertura	1.476,4	1476	0,47	19,17	689,00	28.296,63
						$\Sigma P_i X_i$	$\Sigma P_i Y_i$
	Somma P_i		36921			18.252,32	303.840,16

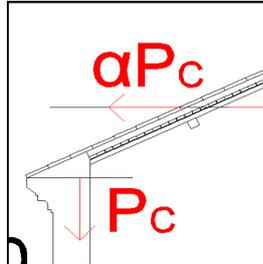
Forze F_h esterne ORIZZONTALI non dipendenti dal sisma

	F_h daN	Y m	$F_h Y$
Spinta volte piano terra	3081,70	3,66	11279,02

Precisazioni su copertura:

- considerata realisticamente coinvolta nel collasso del cinematismo
- coordinata Y posta, in modo fittizio, ad altezza della forza spingente (ad un terzo della proiezione verticale della falda di copertura)

VS coordinata X, che rientra nel computo M resistente, considerata nel punto di applicazione a livello delle catene delle capriate.



Stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare

Applicando la formula precedente espressa si determina il moltiplicatore di collasso:

$\Sigma P_i \cdot X_i$	M Peso pareti, solai, copertura	18.252,32
$\Sigma F_h \cdot Y_i$	M Spinta volte piano terra	11279,02
$\Sigma P_i \cdot Y_i$	M Inerzia pareti, solai, copertura	303.840,16
Moltiplicatore di collasso		0,023
$\alpha_0 = (\Sigma P_i \cdot X_i - \Sigma F_h \cdot Y_i) / \Sigma P_i \cdot Y_i$		

Massa partecipante	
$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2}$	$M^* g = 34.455 \text{ daN}$

Frazione di massa partecipante	
$e^* = \frac{g M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$	$e^* = 1,000$

Accelerazione di attivazione del collasso	
$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$	$a_0^* = 0,017 \text{ g}$ $a_0^* = 0,17 \text{ m/sec}^2$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q}$$

$$\frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,017 = a_0^*$$

Verifica NON SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

$$S_e(T_1) = 0,3527$$

$$\psi(Z) = 0,02$$

$$\gamma = 1,29$$

$$q = 2$$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

$$= 0,004 \quad \text{vs} \quad 0,017 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

La verifica non è soddisfatta al suolo, quindi la soluzione di intervento proposta per bloccare tale meccanismo è l'inserimento di un tirante (UNICO IN PRIMA IPOTESI) a livello del pavimento dell'ambiente a scelta tra Sala Manto e Capitani oppure a livello delle catene delle capriate nell'ambiente sottotetto. Questa forza di ritenuta orizzontale F_H è stata stimata in modo tale da produrre un rapporto capacità/domanda al suolo =1, ottenendo rispettivamente $F_H = 11.8 \text{ kN/m}$ e $F_H = 37.5 \text{ kN/m}$. (Si ricorda che l'unità di misura è dovuta all'analisi su una fascia di 1 m per costanza altezze e spessori)

Si riporta quindi la stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e le verifiche SLV con ora l'aggiunta della forza di ritenuta F_H :

Stima α_0 e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare con ipotesi azione tirante

A) Ipotesi tirante a livello copertura (catene capriate)

Forza H di ritenuta orizzontale	1183	daN	Quota	m	18,03
	11,8	kN			
Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_H \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,093				

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q}$$

$$\frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$	$S_e(T_1) = 0,3527$ $\psi(Z) = 0,02$ $\gamma = 1,29$ $q = 2$
$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,004 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$	
Verifica SODDISFATTA	

B) Ipotesi tirante a livello pavimento primo piano

Forza H di ritenuta orizzontale	3749	daN	Quota	m	5,69
	37,5	kN			
Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,093				

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{vr})S}{q}$	$\frac{a_g(P_{vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$
Verifica SODDISFATTA	

Verifica SLV con accelerazione in quota

$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$	$S_e(T_1) = 0,3527$ $\psi(Z) = 0,02$ $\gamma = 1,29$ $q = 2$
$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,004 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$	
Verifica SODDISFATTA	

Capacità/domanda (al suolo) 1,000

Capacità/domanda (in quota) 17,981

6.9.3 Ribaltamento semplice della parete 1 ultimo livello

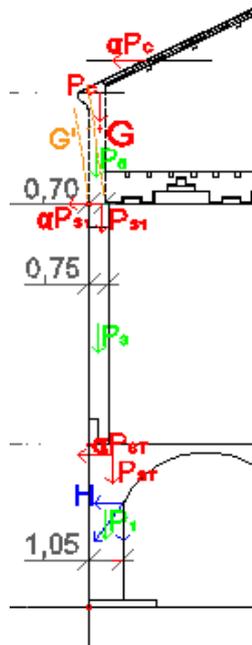


Figura 6.15 – Schema cinematico ribaltamento ultimo livello

Caratteristiche edificio

Fattore di struttura	q	adim.	2
Altezza meccanismo	Z	m	14,49
Altezza edificio	H	m	19,5
Numero piani	N	adim.	3

Lunghezza totale parete sarebbe 26,85 m, ma per costanza di altezze e spessori verifica fatta su fascia di **1 m** di parete.

Forze peso P_i applicate sul cinematico e spingenti sismicamente

n.	descrizione	G1+G2 daN	P_i daN	X m	Y m	$P_i X_i$	$P_i Y_i$
1	Parete piano secondo	4.876	4876	0,35	1,94	1.706,67	9.435,45
2	Solaio piano secondo	0	0	0,47	0	0,00	0,00
3	Copertura	1.476,4	1476	0,47	5,01	689,00	7.390,48
4						$\Sigma P_i X_i$	$\Sigma P_i Y_i$
		Somma P_i	6353			2.395,67	16.825,93

Stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare

Applicando la formula precedente espressa si determina il moltiplicatore di collasso:

$\Sigma P_i * X_i$	M Peso pareti, solai, copertura	2.395,67
$\Sigma P_i * Y_i$	M Inerzia pareti, solai, copertura	16.825,93
Moltiplicatore di collasso ($\Sigma P_i * X_i - \Sigma F_h * Y_i$) / $\Sigma P_i * Y_i$		0,142

Massa partecipante

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2} \quad M^*g = 6.246 \quad \text{daN}$$

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,105 \text{ g}$$

$$a_0^* = 1,03 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q} \quad \frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,105 = a_0^*$$

Verifica **SODDISFATTA**

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} \quad S_e(T_1) = 0,353$$

$$\psi(Z) = 0,74$$

$$\gamma = 1,29$$

$$q = 2$$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,168 \quad \text{vs} \quad 0,105 = a_0^*$$

Verifica **NON SODDISFATTA**

La verifica non è soddisfatta in quota, quindi la soluzione di intervento proposta per bloccare tale meccanismo è anche in questo caso l'inserimento di un tirante (UNICO IN PRIMA IPOTESI) a livello delle catene delle capriate nell'ambiente sottotetto. Questa forza di ritenuta orizzontale FH è stata stimata in modo tale da produrre un rapporto capacità/domanda in quota pari a 1, ottenendo FH = 3.7 kN/m.

Si riporta quindi la stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e le verifiche SLV con ora l'aggiunta della forza di ritenuta FH:

Stima α_0 e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare con ipotesi azione tirante

Forza H di ritenuta orizz.	370,0	daN	Quota	m	3,87
	3,70	kN			

Moltiplicatore di collasso ($\Sigma P_i \cdot X_i - \Sigma F_h \cdot Y_i$)/ $\Sigma P_i \cdot Y_i$	0,227
Verifica SLV con accelerazione al suolo	
$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{vr})S}{q}$	$\frac{a_g(P_{vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,168 = a_0^*$
Verifica SODDISFATTA	
Verifica SLV con accelerazione in quota	
$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$	$S_e(T_1) = 0,3527$ $\psi(Z) = 0,74$ $\gamma = 1,29$ $q = 2$
$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,168$	$\text{vs} \quad 0,168 = a_0^*$
Verifica SODDISFATTA	

6.9.4 Ribaltamento semplice della parete 1 ultimi 2 livelli

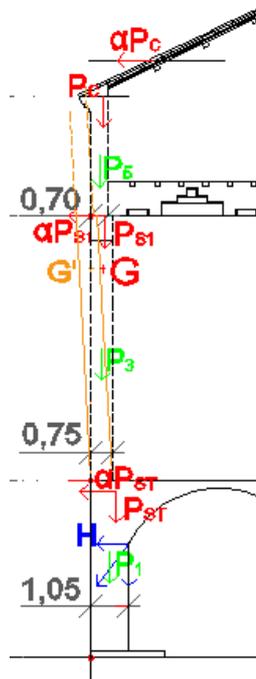


Figura 6.16 – Schema cinematico ribaltamento ultimi due livelli

Caratteristiche edificio

Fattore di struttura	q	adim.	2
Altezza meccanismo	Z	m	6,02
Altezza edificio	H	m	19,5
Numero piani	N	adim.	3

Lunghezza totale parete sarebbe 26,85 m, ma per costanza di altezze e spessori verifica fatta su fascia di **1 m** di parete.

Forze peso Pi applicate sul cinematisimo e spingenti sismicamente

n.	descrizione	Altezza meccanismo (m) 6,02		Coordinate		Pi Xi	Pi Yi
		G1+G2 daN	Pi daN	X m	Y m		
3	Parete piano primo	11.381	11381	0,38	4,22	4.267,69	47.968,81
4	Solaio piano primo	995	995	0,50	8,47	497,59	8.429,17
5	Parete piano secondo	4.876	4876	0,35	10,41	1.706,67	50.736,86
6	Solaio piano secondo	0	0	0,47	0	0,00	0,00
7	Copertura	1.476,4	1476	0,47	13,48	689,00	19.895,78
		Somma Pi				Σ Pi Xi	Σ Pi Yi
						7.160,94	127.030,62

Stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare

Dal rapporto fra momento stabilizzante e instabilizzante si ottiene il moltiplicatore di collasso α_0 :

$\Sigma P_i * X_i$	M Peso pareti, solai, copertura	7.160,94
$\Sigma P_i * Y_i$	M Inerzia pareti, solai, copertura	127.030,62
Moltiplicatore di collasso $(\Sigma P_i * X_i - \Sigma F_h * Y_i) / \Sigma P_i * Y_i$	0,056	

Massa partecipante		
$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2}$	M*g =	18.525 daN

Frazione di massa partecipante		
$e^* = \frac{g M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$	e* =	1,000

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

$a_0^* = 0,042 \text{ g}$
 $a_0^* = 0,41 \text{ m/sec}^2$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q}$$

$\frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \text{ vs } 0,042 = a_0^*$

Verifica NON SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

$S_e(T_1) = 0,3527$
 $\psi(Z) = 0,31$
 $\gamma = 1,29$
 $q = 2$

$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,070 \text{ vs } 0,042 = a_0^*$

Verifica NON SODDISFATTA

La verifica non è soddisfatta né al suolo né in quota, l'inserimento di un tirante (UNICO IN PRIMA IPOTESI) a livello delle catene delle capriate nell'ambiente sottotetto è l'intervento proposto per bloccare tale meccanismo; l'entità di questa forza di ritenuta orizzontale F_H è stata stimata in modo tale da produrre un rapporto capacità/domanda in quota pari a 1, verifica leggermente più gravosa tra le due, ottenendo $F_H = 3.9 \text{ kN/m}$.

Stima α_0 e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare con ipotesi azione tirante

Forza H di ritenuta orizzontale	392,5	daN	Quota	m	12,34
	3,93	kN			
Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_H \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,095				

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

$a_0^* = 0,070 \text{ g}$
 $a_0^* = 0,69 \text{ m/sec}^2$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q}$$

$\frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \text{ vs } 0,070 = a_0^*$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$	$S_e(T_1) = 0,3527$ $\psi(Z) = 0,31$ $\gamma = 1,29$ $q = 2$
$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,070$	$vs \quad 0,070 = a_0^*$
Verifica SODDISFATTA	

Capacità/domanda (al suolo) 1,015
 Capacità/domanda (in quota) 1,000

6.9.5 Ribaltamento parete 1 (Manto+Rivellino) + parte parete 2 (chiusura rivellino)

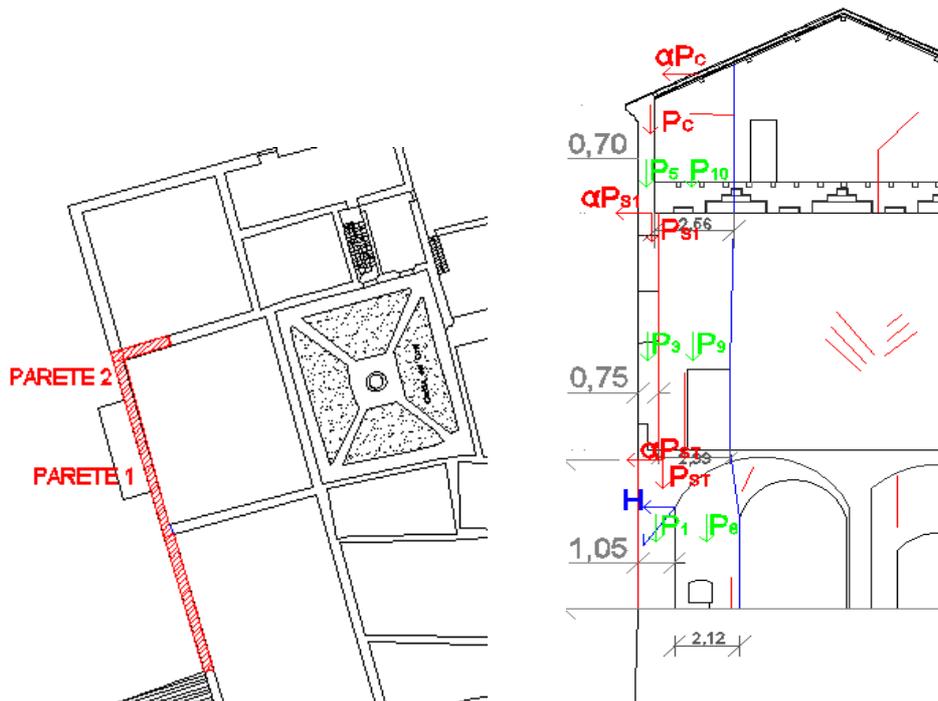


Figura 6.17 – Individuazione pareti coinvolte e schema cinematico ribaltamento

Questo cinematico è analogo ai precedenti, ma nel ribaltamento oltre alla parete 1, esterna verso il fossato, viene ipotizzato venga coinvolto anche il muro di spina divisorio tra sala Capitani-sala Marchesi, che al piano sottostante identifica il muro di chiusura del rivellino, su cui sono stati successivamente innestati i paramenti d'angolo.

La forma della parte del corpo murario 2 coinvolto è stata ipotizzata conoscendo l'andamento del quadro fessurativo rilevato, ma soprattutto la disposizione delle aperture nelle pareti; la parte individuata è quindi in corrispondenza dell'apertura a piano terra, poi dell'apertura a piano primo, e trova conferma nella lesione verticale al secondo piano.

Caratteristiche edificio

Fattore di struttura	q	adim.	2
Altezza meccanismo	Z	m	0,33
Altezza edificio	H	m	19,5
Numero piani	N	adim.	3

Forze peso Pi applicate sul cinematismo e spingenti sismicamente

n.	descrizione	Altezza meccanismo (m)	Coordinate		Pi Xi	Pi Yi	
		0,33	X	Y			
		G1+G2 daN	Pi daN	m	m		
1	Parete 1 piano terra	209.467	209467	0,53	2,49	109.970,27	520.525,96
2	Solaio piano terra	230.105	230105	0,70	5,33	161.073,36	1.226.458,58
3	Parete 1 piano primo	259.872	259872	0,38	9,91	97.451,96	2.574.031,12
4	Solaio piano primo	25.817	25817	0,50	14,16	12.908,66	365.573,38
5	Parete 1 piano secondo	124.367	124367	0,35	16,10	43.528,29	2.001.679,40
6	Solaio piano secondo	0	0	0,47	0	0,00	0,00
7	Copertura	38.974,4	38974	0,47	19,17	18.188,07	746.971,24
8	Parete 2 piano terra	27.879,3	27879	2,11	2,49	58.825,35	69.280,10
9	Parete 2 piano primo	21.836,3	21836	1,92	9,91	41.816,46	216.288,27
10	Parete 2 piano secondo	19.624,6	19625	1,98	16,89	38.856,61	331.458,66
		Somma Pi	957942			Σ Pi Xi 582.619,04	Σ Pi Yi 8.052.266,70

Essendo le pareti coinvolte per l'intera altezza agiscono anche le forze orizzontali dovute alle spinte delle volte a botte a piano terra:

Forze Fh esterne ORIZZONTALI non dipendenti dal sisma

descrizione	Fh daN	Y m	FhY
Spinta volte piano terra	80987,08	3,66	296412,70

Stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare

Si determina il moltiplicatore di collasso α_0 delle forze verticali (calcolato dall'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera ipotizzata alla base di tutte le forze coinvolte) e la verifica cinematica lineare con accelerazione al suolo e in quota come prescritto in normativa.

ΣPi*Xi	M Peso pareti, solai, copertura	582.619,04
ΣFh*Yi	M Spinta volte piano terra	296412,70
ΣPi*Yi	M Inerzia pareti, solai, copertura	8.052.266,70
Moltiplicatore di collasso		
$\alpha_0 = (\Sigma Pi * Xi - \Sigma Fh * Yi) / \Sigma Pi * Yi$		0,036

Massa partecipante

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2} \quad M^*g = 654.865 \quad \text{daN}$$

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,026 \quad \text{g}$$

$$a_0^* = 0,26 \quad \text{m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q} \quad \frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad a_0^*$$

Verifica **NON SODDISFATTA**

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} \quad S_e(T_1) = 0,3527$$

$$\psi(Z) = 0,02$$

$$\gamma = 1,29$$

$$q = 2$$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,004 \quad \text{vs} \quad a_0^*$$

Verifica **SODDISFATTA**

La verifica non è soddisfatta al suolo, quindi come nei precedenti casi si procede alla verifica con l'inserimento di un tirante a livello delle catene delle capriate nell'ambiente sottotetto oppure del sottopavimento del primo piano. Si riportano le verifiche, ora soddisfatte, tramite tali forze resistenti orizzontali (capacità/domanda al suolo = 1):

Stima α_0 e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare con ipotesi azione tirante

A) Ipotesi tirante a livello copertura (catene capriate)

Forza H di ritenuta orizz.	25727	daN	Quota	m	18,03
	257,3	kN			

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,093
Accelerazione di attivazione del collasso	
$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$	$a_0^* = 0,069 \text{ g}$ $a_0^* = 0,68 \text{ m/sec}^2$

Verifica SLV con accelerazione al suolo	
$a_0^* \geq \frac{a_g (P_{vr}) S}{q}$	$\frac{a_g (P_{vr}) S}{q} = 0,0690 \text{ vs } 0,069 = a_0^*$
Verifica SODDISFATTA	
Verifica SLV con accelerazione in quota	
$a_0^* \geq \frac{S_e (T_1) \psi (Z) \gamma}{q}$	$S_e (T_1) = 0,3527$ $\psi (Z) = 0,02$ $\gamma = 1,29$ $q = 2$
$\frac{S_e (T_1) \psi (Z) \gamma}{q} = 0,004 \text{ vs } 0,069 = a_0^*$	
Verifica SODDISFATTA	

Capacità/domanda (al suolo) 1,000

Capacità/domanda (in quota) 17,981

B) Ipotesi tirante a livello pavimento sala di Manto

Forza H di ritenuta orizz.	81522	daN	Quota	m	5,69
	815,2	kN			
Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,093				

Verifica SLV con accelerazione al suolo	
$a_0^* \geq \frac{a_g (P_{vr}) S}{q}$	$\frac{a_g (P_{vr}) S}{q} = 0,0690 \text{ vs } 0,069 = a_0^*$
Verifica SODDISFATTA	

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \psi(Z) \gamma}{q}$$

$S_e(T_1) = 0,3527$
 $\psi(Z) = 0,02$
 $\gamma = 1,29$
 $q = 2$

$$\frac{S_e(T_1) \psi(Z) \gamma}{q} = 0,004 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

Capacità/domanda (al suolo) 1,000
 Capacità/domanda (in quota) 17,981

6.9.6 Ribaltamento parete sx rivellino + parte parete 2 (chiusura rivellino) + parte parete 3 (Manto-rivellino) intere

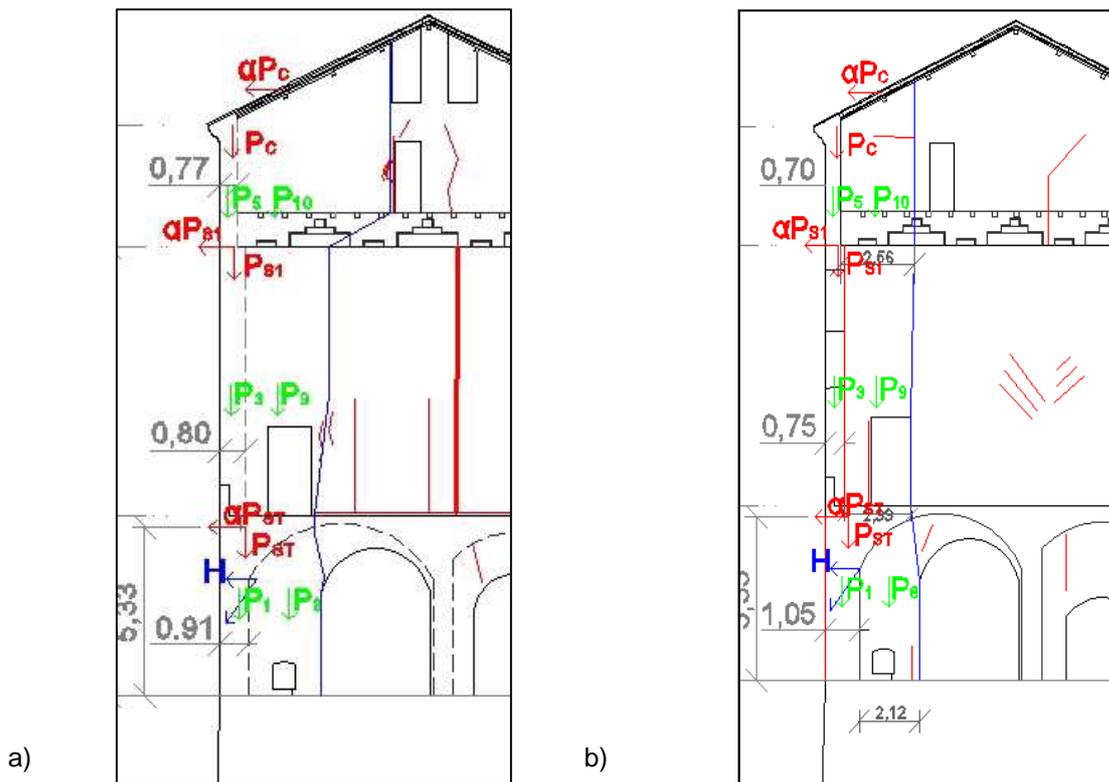


Fig.6.18 – a) visione parete 1 e 3

b) visione parete 1 e 2

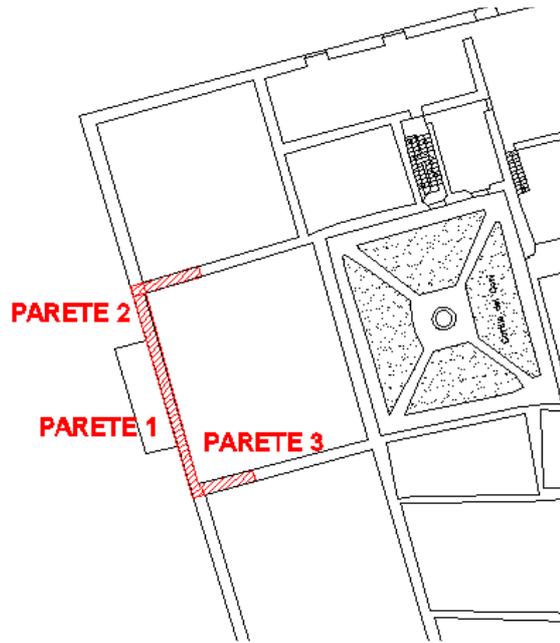


Figura 6.19 - Individuazione pareti coinvolte

Il cinematismo di ribaltamento ora controllato ipotizza che nel collasso della parete 1 vengano coinvolte anche parti delle pareti 2 e 3 ad essa ortogonali. La 1 per una lunghezza pari all'estensione del rivellino, cioè 15.3 m, la 2 (al primo piano muro divisorio tra sala Capitani-sala Marchesi) per la parte definita dall'apertura a piano terra e a piano primo, e in corrispondenza della lesione verticale al secondo piano; la forma del corpo murario 3 coinvolto è stata ipotizzata sempre conoscendo l'andamento del quadro fessurativo rilevato e la disposizione delle aperture, quindi la lesione è tale da seguirle nei primi due piani, mentre è ipotizzata allargarsi al secondo piano per congiungersi con le fessurazioni più centrali.

Forze peso P_i applicate sul cinematismo e spingenti sismicamente

n.	Altezza meccanismo (m)	0,33		Coordinate		Pi Xi	Pi Yi
		G1+G2	Pi	X	Y		
	descrizione	daN	daN	m	m		
1	Parete 1 piano terra	122.210	122210	0,53	2,49	64.160,47	303.692,90
2	Solaio piano terra	135.853	135853	0,70	5,33	95.097,24	724.097,56
3	Parete 1 piano primo	152.884	152884	0,38	9,91	57.331,60	1.514.318,60
4	Solaio piano primo	15.077	15077	0,50	14,16	7.538,53	213.491,29
5	Parete 1 piano secondo	71.988	71988	0,35	16,10	25.195,92	1.158.652,27
6	Solaio piano secondo	0	0	0,47	0	0,00	0,00
7	Copertura	22.663,7	22664	0,47	19,17	10.576,39	434.364,95
8	Parete 2 piano terra	27.879,3	27879	2,11	2,49	58.825,35	69.280,10
9	Parete 2 piano primo	21.836,3	21836	1,92	9,91	41.816,46	216.288,27
10	Parete 2 piano secondo	19.624,6	19625	1,98	16,89	38.856,61	331.458,66
11	Parete 3 piano terra	32.933,8	32934	2,08	2,49	68.337,64	81.840,50
12	Parete 3 piano primo	23.083,4	23083	2,03	9,91	46.859,22	228.640,66
13	Parete 3 piano secondo	35.189,2	35189	3,10	16,89	108.910,43	594.344,81
		Somma Pi	681223			$\Sigma Pi Xi$	$\Sigma Pi Yi$
						623.505,87	5.870.470,57

Forze Fh esterne ORIZZONTALI non dipendenti dal sisma

descrizione	Fh daN	Y m	FhY
Spinta volte piano terra	47088,38	3,66	172343,46

Stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare

Si determina il moltiplicatore di collasso α_0 delle forze verticali tramite il metodo dell'equilibrio:

$\Sigma P_i \cdot X_i$	M Peso pareti, solai, copertura	623.505,87
$\Sigma F_h \cdot Y_i$	M Spinta volte piano terra	172343,46
$\Sigma P_i \cdot Y_i$	M Inerzia pareti, solai, copertura	5.870.470,57
Moltiplicatore di collasso		
$\alpha_0 = (\Sigma P_i \cdot X_i - \Sigma F_h \cdot Y_i) / \Sigma P_i \cdot Y_i$		0,077

Massa partecipante

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2}$$

$M^* g = 390.943 \text{ daN}$

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{g M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

$e^* = 1,000$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

$a_0^* = 0,057 \text{ g}$
 $a_0^* = 0,56 \text{ m/sec}^2$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{vr})S}{q}$$

$$\frac{a_g(P_{vr})S}{q} = 0,0690 \text{ vs } 0,057 = a_0^*$$

Verifica **NON SODDISFATTA**

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \psi(Z) \gamma}{q}$$

$S_e(T_1) = 0,3527$
 $\psi(Z) = 0,02$
 $\gamma = 1,29$
 $q = 2$

$$\frac{S_e(T_1) \psi(Z) \gamma}{q} = 0,004 \text{ vs } 0,057 = a_0^*$$

Verifica **SODDISFATTA**

La verifica non è soddisfatta al suolo, quindi come nei precedenti casi si procede alla verifica con l'inserimento di un tirante a livello delle catene delle capriate nell'ambiente sottotetto oppure del sottopavimento del primo piano per bloccare il meccanismo di collasso. Si riportano le stime del moltiplicatore di attivazione del collasso e le verifiche SLV, ora soddisfatte, tramite tali forze di ritenuta orizzontali (capacità/domanda al suolo = 1):

A) Ipotesi tirante a livello copertura (catene capriate)

Forza H di ritenuta orizzontale	5306	daN	Quota	m	18,03
	53,1	kN			
Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,093				

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

$$a_0^* = 0,069 \text{ g}$$

$$a_0^* = 0,68 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g (P_{vr}) S}{q}$$

$$\frac{a_g (P_{vr}) S}{q} = 0,0690 \text{ vs } 0,069 = a_0^*$$

Verifica **SODDISFATTA**

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e (T_1) \psi (Z) \gamma}{q}$$

$$S_e (T_1) = 0,3527$$

$$\psi (Z) = 0,02$$

$$\gamma = 1,29$$

$$q = 2$$

$$\frac{S_e (T_1) \psi (Z) \gamma}{q} = 0,004 \text{ vs } 0,069 = a_0^*$$

Verifica **SODDISFATTA**

Capacità/domanda (al suolo) 1,000

B) Ipotesi tirante a livello pavimento sala Capitani

Forza H di ritenuta orizz.	16814	daN	Quota	m	5,69
	168,1	kN			
Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,065				

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

$$a_0^* = 0,069 \text{ g}$$

$$a_0^* = 0,68 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo	
$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q}$	$\frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$
Verifica SODDISFATTA	

Verifica SLV con accelerazione in quota	
$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$	$S_e(T_1) = 0,3527$ $\psi(Z) = 0,02$ $\gamma = 1,29$ $q = 2$
$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,004 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$	
Verifica SODDISFATTA	

Capacità/domanda (al suolo) 1,000

6.9.7 Ribaltamento parete sx rivellino + parte parete 2 (chiusura rivellino) + parte parete 3 (Manto-rivellino): ultimo livello e primo+secondo livello

Il meccanismo di collasso è analogo al 6.9.6, ma, invece di coinvolgere le pareti per l'intera altezza, si ipotizza coinvolga solo l'ultimo o gli ultimi due livelli dell'edificio. Si riporta l'esito delle verifiche.

1) Ribaltamento ultimo livello pareti

Moltiplicatore di collasso	0,073
$\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_H \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,054 g 0,53 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,069 g
NON SODDISFATTA	
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in quota	0,168 g
NON SODDISFATTA	

La verifica non è soddisfatta né al suolo né in quota. Si interviene predisponendo un tirante di ritenuta a livello delle capriate nel sottotetto. La forza F_H di ritenuta orizzontale necessaria è: $F_H = 216$ kN, e si riporta ora l'esito della verifica svolta inserendo il contributo resistente della forza di ritenuta.

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,227
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,168 g 1,65 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,069 g
SODDISFATTA	
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in quota	0,168 g
SODDISFATTA	

2) *Ribaltamento ultimi due livelli pareti*

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,072
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,053 g 0 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,0690 g
NON SODDISFATTA	
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in quota	0,070 g
NON SODDISFATTA	

La verifica non è soddisfatta né al suolo né in quota. Anche in questa ipotesi di cinematismo si interviene predisponendo un tirante di ritenuta a livello delle capriate nel sottotetto. La forza F_H di ritenuta orizzontale necessaria è: $F_H = 59$ kN, e si riporta ora l'esito della verifica svolta inserendo il contributo resistente della forza di ritenuta.

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,095
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,070 g 0,69 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al	0,0690 g
SODDISFATTA	
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in	0,070 g
SODDISFATTA	

6.9.8 Ribaltamento semplice della parete rivellino

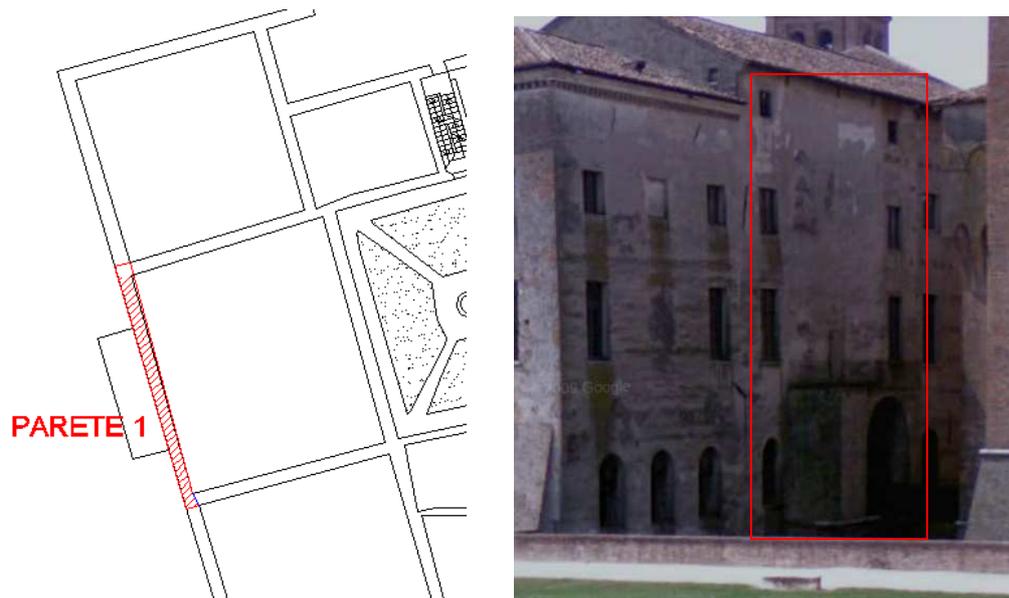


Figura 6.20 - Individuazione parete coinvolta

Questo cinematico di ribaltamento monolitico di un'unica parete è analogo ai precedenti 6.9.2-3-4, solo relativo al tratto di parete 1 appartenente al rivellino, per una lunghezza quindi pari a 15.28m. Si riporta comunque l'esito delle verifiche:

1) *Ribaltamento parete intera*

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,020
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,015 g 0,15 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,069 g NON SODDISFATTA
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in	0,004 g SODDISFATTA

La verifica non è soddisfatta al suolo. Si interviene predisponendo un tirante di ritenuta a livello delle capriate nel sottotetto oppure a livello del sottopavimento del primo piano. La forza F_H di ritenuta orizzontale necessaria è pari a 176.1 kN nella prima soluzione e 558 kN nella seconda. Seguono gli esiti delle due verifiche svolte inserendo il contributo resistente della forza di ritenuta:

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_H \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,093
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,069 g 0,68 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,069 g SODDISFATTA
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in quota	0,004 g SODDISFATTA

Verifica soddisfatta al suolo e in quota tramite $F_H = 176,1$ kN posta a 18,03m; identica per $F_H = 558$ kN posta a 5.69m, in quanto produce la stessa accelerazione di attivazione del collasso.

2) Ribaltamento ultimo livello

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_H \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,022
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,017 g 0,16 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,0690 g NON SODDISFATTA
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in quota	0,168 g NON SODDISFATTA

La verifica non è soddisfatta né al suolo né in quota. Intervento tramite tirante di ritenuta a livello delle capriate nel sottotetto. La forza F_H di ritenuta orizzontale da predisporre è dunque: $F_H = 181$ kN, si riporta l'esito della verifica svolta inserendo il contributo resistente di tale forza.

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_H \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,227
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,168 g 1,65 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,0690 g SODDISFATTA
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in quota	0,168 g SODDISFATTA

3) *Ribaltamento ultimi due livelli*

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_H \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,030
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,022 g 0,22 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al	0,0690 g NON SODDISFATTA
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in	0,070 g NON SODDISFATTA

Anche in questo caso verifica non soddisfatta né al suolo né in quota, per cui si ipotizza la soluzione tramite tirante di ritenuta a livello delle capriate nel sottotetto. La forza F_H di ritenuta orizzontale da predisporre è dunque: $F_H = 118$ kN, si riporta l'esito della verifica svolta inserendo il contributo resistente di tale forza.

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_H \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,095
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,070 g 0,69 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,0690 g SODDISFATTA
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in quota	0,070 g SODDISFATTA

6.9.9 Cinematismi con ipotesi di annullamento spinte volte piano terra

Dopo aver controllato i cinematismi di ribaltamento più probabili rispetto alle indicazioni fornite dai rilievi dello stato dei paramenti, dalle condizioni di ammortamento, dal quadro fessurativo, incrociate con anche i risultati delle analisi modali del modello FEM di Corte Nuova (vedi cap.7), si è proceduto a controllare i più complessi tra questi collassi per ribaltamento con una importante variante strutturale. Infatti si ipotizza che le spinte orizzontali prodotte dai solai voltati in muratura a piano terra, di valore 3081.7 daN/m, vengano completamente annullate tramite forze di ritenuta; si analizza cioè la situazione con l'aggiunta di tiranti a piano terra a livello delle catene delle volte tali da sviluppare una forza orizzontale uguale e contraria a quella delle volte a botte. (Tiranti in parte già presenti ma sul cui funzionamento non ci sono dati verificabili).

Di seguito i 3 cinematismi revisionati:

1) *Ribaltamento parete 1 (fascia di 1 m) intera*

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,060
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,044 g 0,44 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,0690 g NON SODDISFATTA
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in quota	0,004 g SODDISFATTA

La verifica al suolo con analisi cinematica lineare può venire soddisfatta con l'aggiunta di un tirante di ritenuta a livello delle capriate nel sottotetto oppure a livello del sottopavimento del primo piano. Segue l'esito delle relative verifiche SLV con analisi cinematica lineare:

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,093
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,069 g 0,68 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,0690 g SODDISFATTA
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in quota	0,004 g SODDISFATTA

Verifica soddisfatta al suolo e in quota tramite $F_H = 5.6$ kN/m posta a 18,03m; identica per $F_H = 17.7$ kN/m posta a 5.69m, in quanto produce la stessa accelerazione di attivazione del collasso.

2) Ribaltamento parete 1 (parte Manto+rivellino) + parte parete 2 (chiusura rivellino)

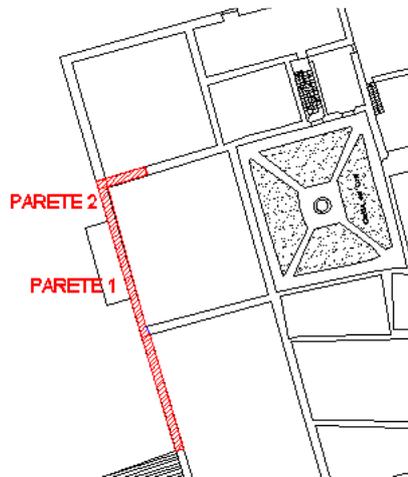


Figura 6.21 - Individuazione parete coinvolta

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,072
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,053 g 0,52 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,0690 g NON SODDISFATTA
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in quota	0,004 g SODDISFATTA

Anche in questo secondo caso la verifica al suolo con analisi cinematica lineare può venire soddisfatta con l'aggiunta di un tirante di ritenuta a livello delle capriate nel sottotetto oppure a livello del sottopavimento del primo piano. Segue l'esito delle relative verifiche SLV con analisi cinematica lineare:

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,093
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,069 g 0,68 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,069 g SODDISFATTA
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in quota	0,004 g SODDISFATTA

Verifica soddisfatta al suolo e in quota tramite $F_H = 94.1 \text{ kN}$ posta a 18,03m;
 identica per $F_H = 298 \text{ kN}$ posta a 5.69m, in quanto produce la stessa accelerazione di attivazione del collasso.

3) **Ribaltamento parete 1 + parte parete 2 (chiusura rivellino) + parte parete 3 (Mantorivellino) intere**

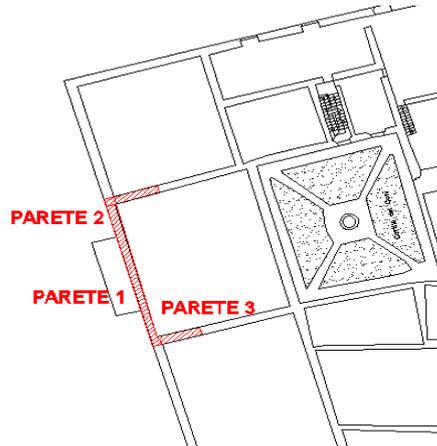


Figura 6.22 - Individuazione pareti coinvolte

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i - \sum F_h \cdot Y_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,106
<u>CAPACITA'</u>	
Accelerazione di attivazione del collasso	0,079 g 0,77 m/sec ²
<u>DOMANDA AL SUOLO</u>	
Domanda di Accelerazione al suolo	0,0690 g SODDISFATTA
<u>DOMANDA IN QUOTA</u>	
Domanda di Accelerazione in quota	0,004 g SODDISFATTA

6.9.10 Cinematismi con duplice forza di ritenuta: Ribaltamento semplice parete 1 (fascia di 1 m)

Come ulteriore simulazione di un caso di intervento contro il collasso locale per meccanismi di ribaltamento si affronta la situazione con l'azione contemporanea di due forze di ritenuta, una a livello delle capriate nel sottotetto e l'altra a livello del sottopavimento del primo piano. Il calcolo di entrambe le forze orizzontali necessarie a produrre un rapporto capacità/domanda al suolo pari a 1 (cioè a soddisfare le verifiche SLV) richiederebbe un "onere computazionale maggiore", si procede quindi in forma semplificata valutando la sola forza di ritenuta inferiore dopo aver ipotizzato la forza di ritenuta a livello delle capriate del sottotetto; questa è fissata pari a 37kN/m cioè il valore necessario per verificare il cinematismo di ribaltamento dell'ultimo livello di parete, il più gravoso per questa posizione di intervento.

Stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare

F_H di ritenuta orizzontale 1	25,8	kN/m
Quota	5,69	m
F_H di ritenuta orizzontale 2	3,7	kN/m
Quota	18,03	m

ΣP_i*X_i M Peso pareti, solai, copertura	18.252,32
ΣF_{tirante}*y M F _H ritenuta orizzontale doppia	21.329,42
ΣF_h*Y_i M Spinta volte piano terra	11279,02
ΣP_i*Y_i M Inerzia pareti, solai, copertura	303.840,16
Moltiplicatore di collasso α₀=(ΣP_i*X_i-ΣF_h*Y_i)/ΣP_i*Y_i	0,093

Accelerazione di attivazione del collasso	
$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$	a₀[*] = 0,069 g
	a₀[*] = 0,68 m/sec²

Verifica SLV con accelerazione al suolo	
$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{vr})S}{q}$	$\frac{a_g(P_{vr})S}{q} = 0,0690 \text{ vs } 0,069 = a_0^*$
Verifica SODDISFATTA	
Verifica SLV con accelerazione in quota	
$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$	$S_e(T_1) = 0,353$ $\psi(Z) = 0,02$ $\gamma = 1,29$ $q = 2$
$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,004$	vs 0,069 = a₀[*]
Verifica SODDISFATTA	

Capacità/domanda (al suolo) 1,000

Capacità/domanda (in quota) 17,981

6.9.11 Flessione verticale di parete monolitica: 1° piano parete 1 (sala Marchesi)

Questo meccanismo di collasso si verifica quando la parete è ben ammortata agli estremi (superiore e inferiore) mentre ha una carenza di collegamento nella zona centrale. Se le azioni orizzontali superano un certo valore le azioni verticali non sono più sufficienti a contrastare l'effetto instabilizzante del momento flettente e si instaura questo meccanismo; effetto è la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la/e parete/i in due blocchi, attorno alla quale avviene la rotazione reciproca degli stessi per azioni fuori dal piano, e che a livello macroscopico è evidenziata da spancamenti e fuori piombo della parete, lesioni, sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.

In questo primo caso sottoposto a verifica il cinematismo interessa la singola porzione di parete compresa tra il solaio voltato di piano terra e il solaio del primo piano, dunque flessione verticale monolitica. In particolare è la parete sul "lato fossato" di Sala Marchesi, in quanto essa è risultata particolarmente suscettibile a questo tipo di collasso dall'analisi modale effettuata sul modello globale FEM a shell (cap.7), Fig. 6.23, ma essendo analoga come dimensioni e disposizione aperture alla adiacente i risultati della verifica sono assimilabili anche per la parete di sala Capitani e parte di quella di sala Manto, soggette anch'esse a fenomeni di spancamento (Fig. 6.24).

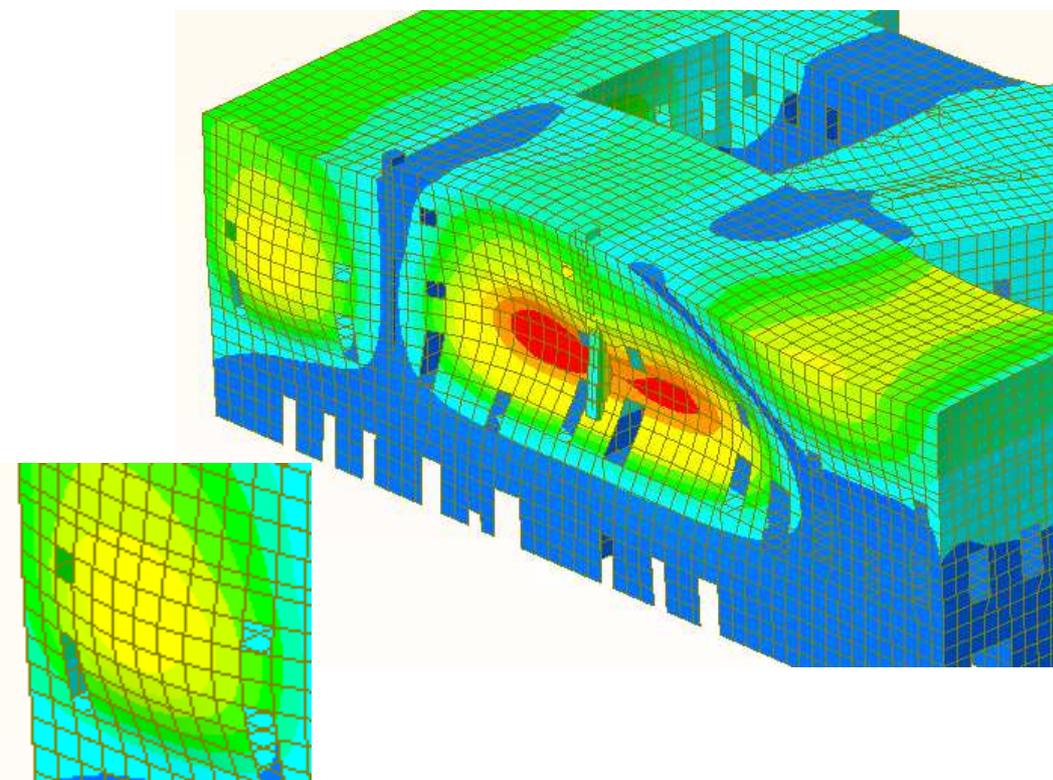


Figura 6.23 – analisi modale su modello globale a shell : particolare della parete sala Marchesi soggetta a flessione verticale fuori piano

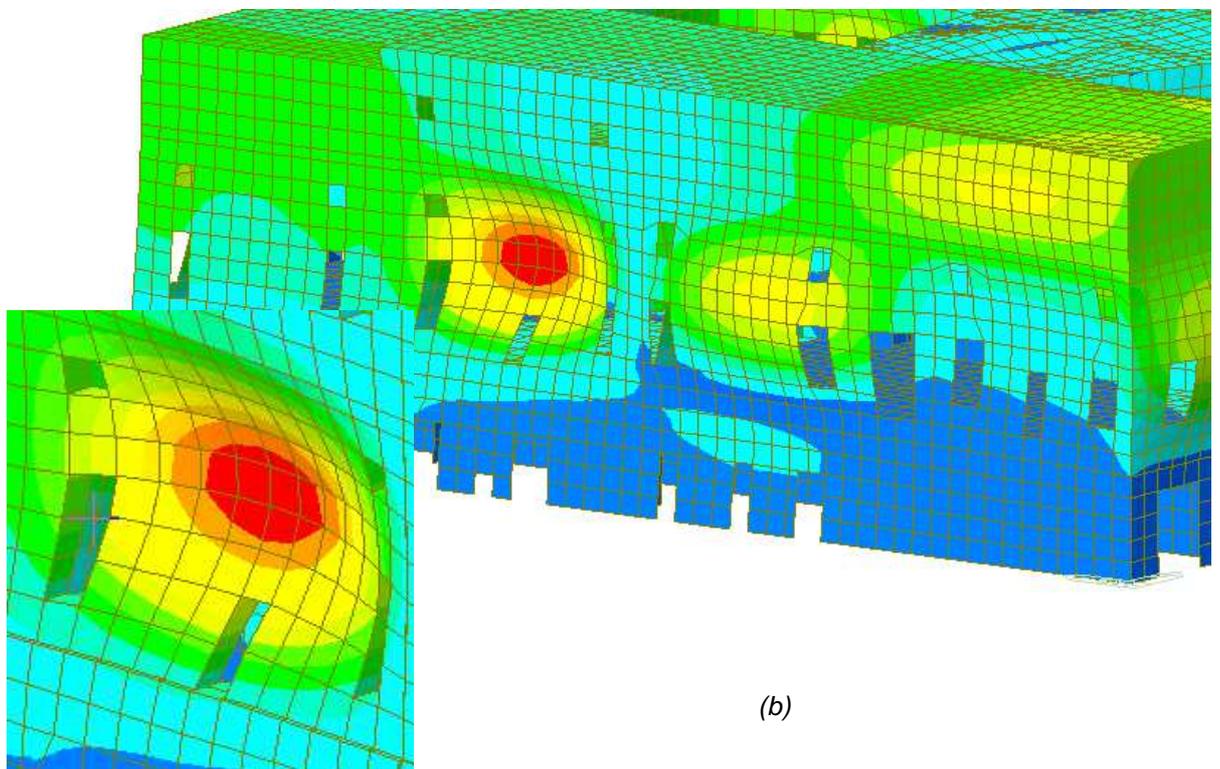
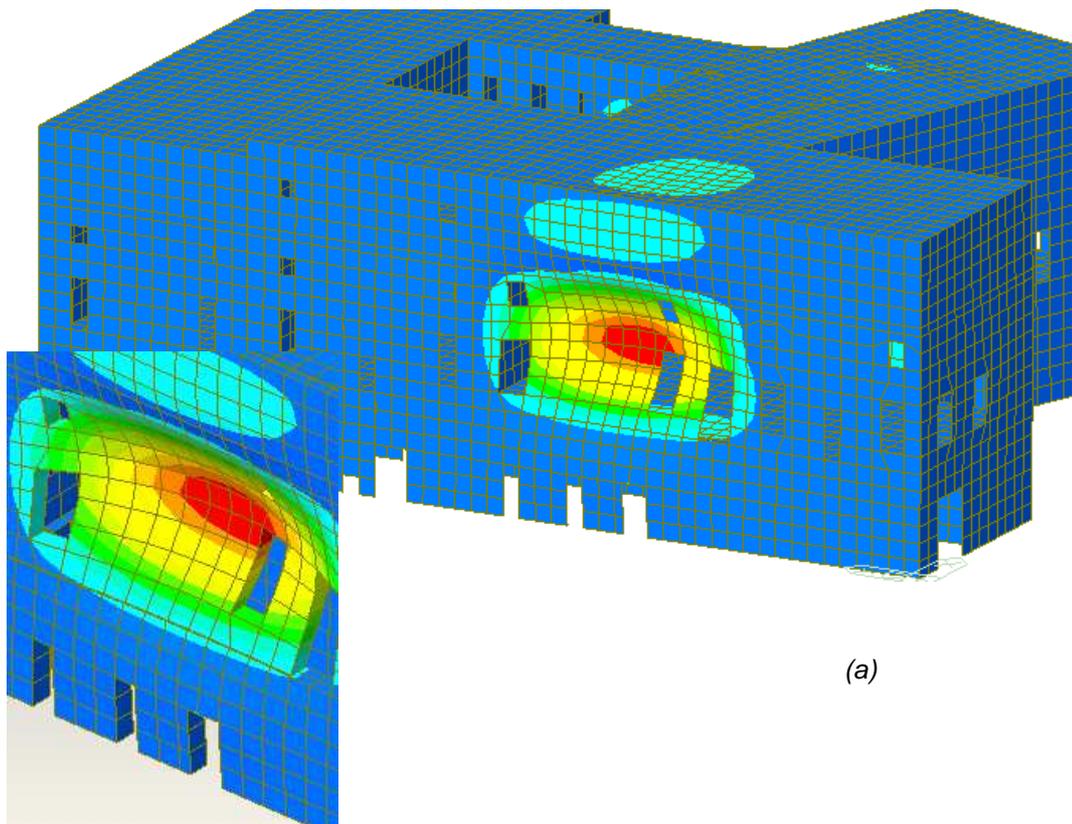


Figura 6.24 a e b – analisi modale su modello globale a shell : particolari pareti sala Manto e Capitani soggette a flessione verticale fuori piano

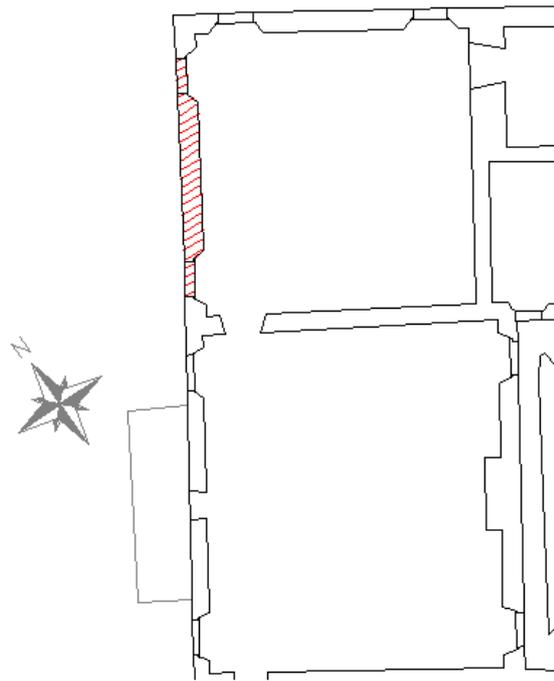


Figura 6.25 - Individuazione parete coinvolta

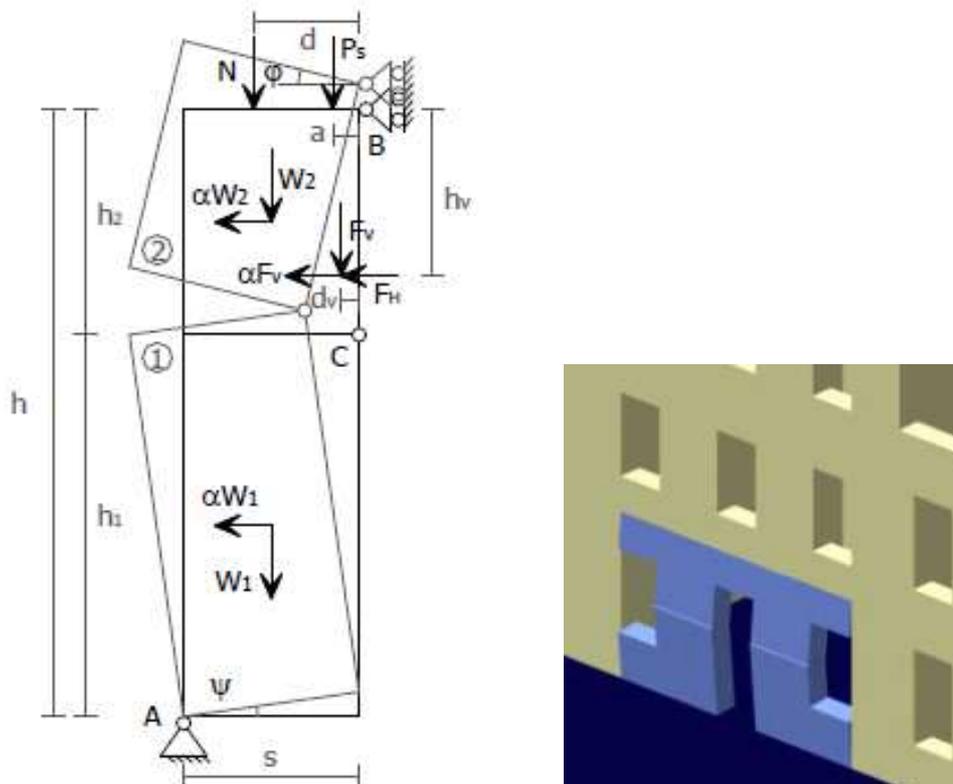


Fig. 6.26 - Meccanismo di flessione verticale di parete e schema di calcolo

Il moltiplicatore di collasso α dei carichi verticali è calcolato tramite il coefficiente adimensionale μ con la seguente espressione:

$$\alpha = 2 \frac{(\mu - 1)(N d + P_s a + F_V d_V - F_H h_V) + s(W + N + P_s + F_V)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2 F_V h_V)}$$

μ varia da 1 = cerniera si forma al bordo inferiore, $h_2 = h$

a 10 = cerniera si forma al bordo superiore, $h_1 = h$

Questo coefficiente adimensionale μ indica il variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza e si fissa pari al valore per cui il moltiplicatore di collasso corrispondente sia il minore possibile. I dati di seguito sono relativi alla configurazione in questo caso:

Quota cinematisimo da terra [m]	10,703
---------------------------------	--------

Caratteristiche geometriche dei due blocchi in rotazione:

	s [m]	l [m]	hi [m]	Pi [daN]
Parte superiore	0,75	9,5	2,42	31036,5
Parte inferiore			6,05	77591,25
			8,47	108627,75

dove l = lunghezza della frattura, considerata delimitata dalle aperture (comprese)
h, a e d = bracci delle forze.

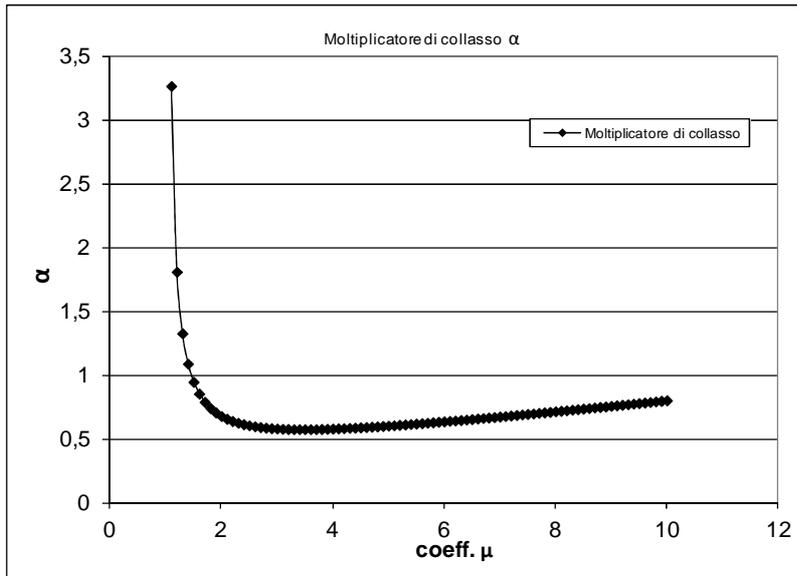
Altre forze coinvolte:

	Ps [daN]	a [m]
peso solaio primo piano	12071,19	0,25
	N [daN]	d [m]
Peso elementi soprastanti	56072,03	0,325

dove il peso del solaio coinvolto è stato attribuito come metà del Ps totale su sala Marchesi, mentre per quanto riguarda il peso degli elementi soprastanti N è pari a peso copertura + peso muro secondo piano sovrastante. Si è computata la copertura come metà del Pcopertura sull'area di sala Marchesi e per intero il peso del muro del secondo piano su quel lato di lunghezza l.

Moltiplicatore di collasso minore possibile:

coefficiente μ	3,5
α	0,5762



Il baricentro di applicazione delle forze nel blocco superiore risulta, rispetto al lato sinistro (fossato) ed al bordo inferiore del blocco stesso:

xg [m]	0,331
yg [m]	2,050

Assegnata una rotazione virtuale al blocco superiore, si calcola di conseguenza quella dell'inferiore, e con relazioni di geometria tramite le coordinate baricentriche calcolate si ricavano gli spostamenti virtuali di ogni blocco:

rotazioni virtuali	φ	0,01	rad
	ψ	0,004	rad
spostamenti virtuali	δ2x	0,020767	m
	δ1x	0,024386	m

Si calcolano quindi massa partecipante, coefficiente di partecipazione di massa e accelerazione di attivazione del collasso, ottenendo dalle verifiche SLV al suolo e in quota esito **positivo**.

Massa partecipante

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2} \quad M^*g = 177.964 \text{ daN}$$

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad e^* = 0,994$$

Accelerazione di attivazione del collasso	
$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$	$a_0^* = 0,430 \text{ g}$
	$a_0^* = 4,21 \text{ m/sec}^2$

Verifica SLV con accelerazione al suolo	
$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q}$	$\frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,421 = a_0^*$
Verifica SODDISFATTA	

Verifica SLV con accelerazione in quota	
$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$	$S_e(T_1) = 0,35273$ $\psi(Z) = 0,55$ $\gamma = 1,29$ $q = 2$
$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,124$	$\text{vs} \quad 0,421 = a_0^*$
Verifica SODDISFATTA	

6.9.12 Flessione verticale di parete pluripiano: 1° e 2° piano parete 1 (sala Marchesi)

Questo caso affronta la possibilità che il meccanismo coinvolga più piani dell'edificio, ipotizzando che la parete in questione sia collegata alle estremità da efficaci vincoli di connessione agli orizzontamenti, cioè trattenuta in sommità dalla copertura stessa o da tiranti metallici posizionati appositamente per contrastare il cinematismo di ribaltamento della parete stessa verso l'esterno, alla base dal solaio a volte del rivellino e che il solaio intermedio di primo piano non sia trattenuto.

La verifica riguarda il primo e secondo piano di parete compresa tra il solaio voltato di piano terra e le coperture, dunque flessione verticale pluripiano. In particolare è la parete sul "lato fossato" di Sala Marchesi, in quanto essa è risultata suscettibile a questo tipo di collasso dall'analisi modale effettuata sul modello FEM (cap.7), Fig. 6.27.

In questo caso si può ragionevolmente ipotizzare che la formazione della cerniera cilindrica orizzontale avvenga in prossimità dell'orizzontamento intermedio, che, non trattenuto, può anche esercitare azioni fuori piano sulla muratura; inoltre nel passaggio dal primo al secondo piano dell'edificio c'è una riduzione dello spessore della parete e quindi della sezione resistente.

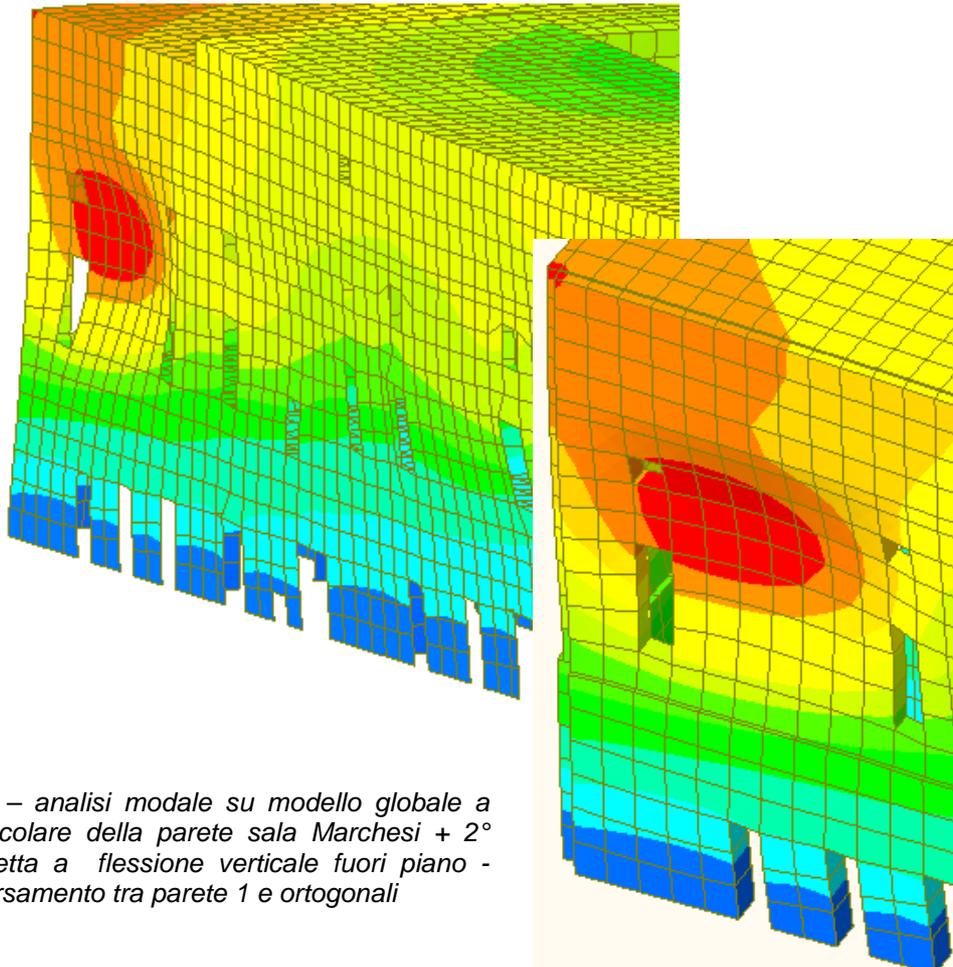


Figura 6.27 – analisi modale su modello globale a shell : particolare della parete sala Marchesi + 2° piano soggetta a flessione verticale fuori piano - caso ammorsamento tra parete 1 e ortogonali

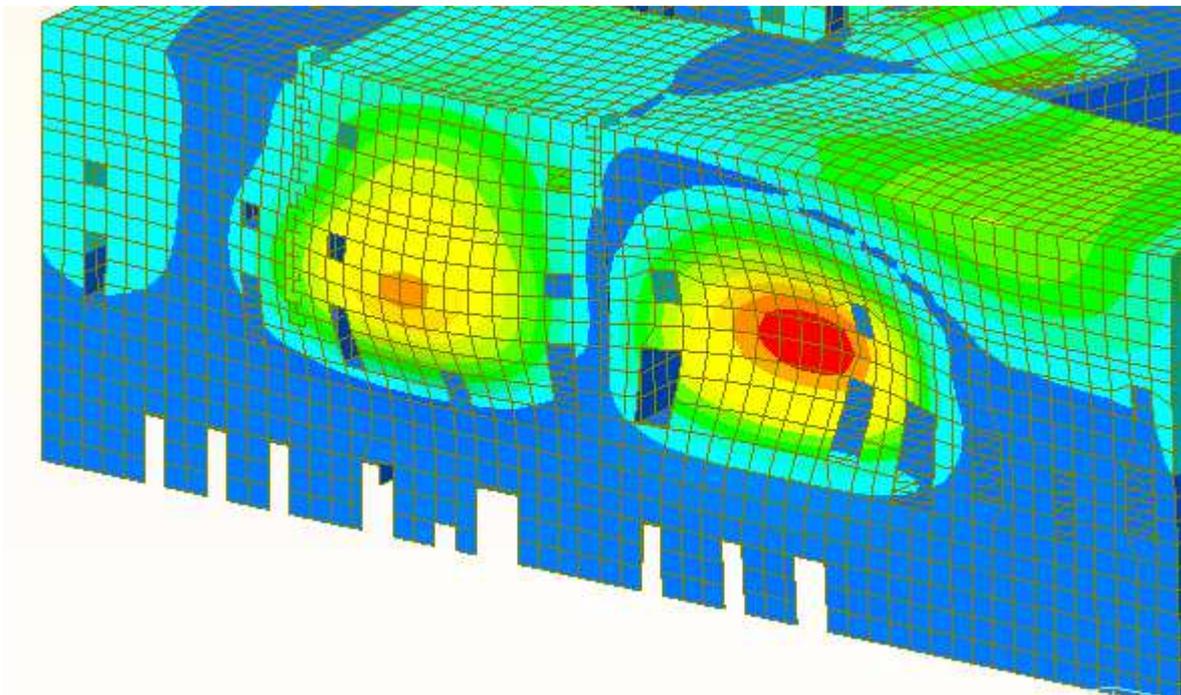


Figura 6.28 – analisi modale su modello globale a shell : parete 1 sala Capitani/Manto + 2° piano soggetta a flessione verticale fuori piano - caso NON ammorsamento tra parete 1 e ortogonali

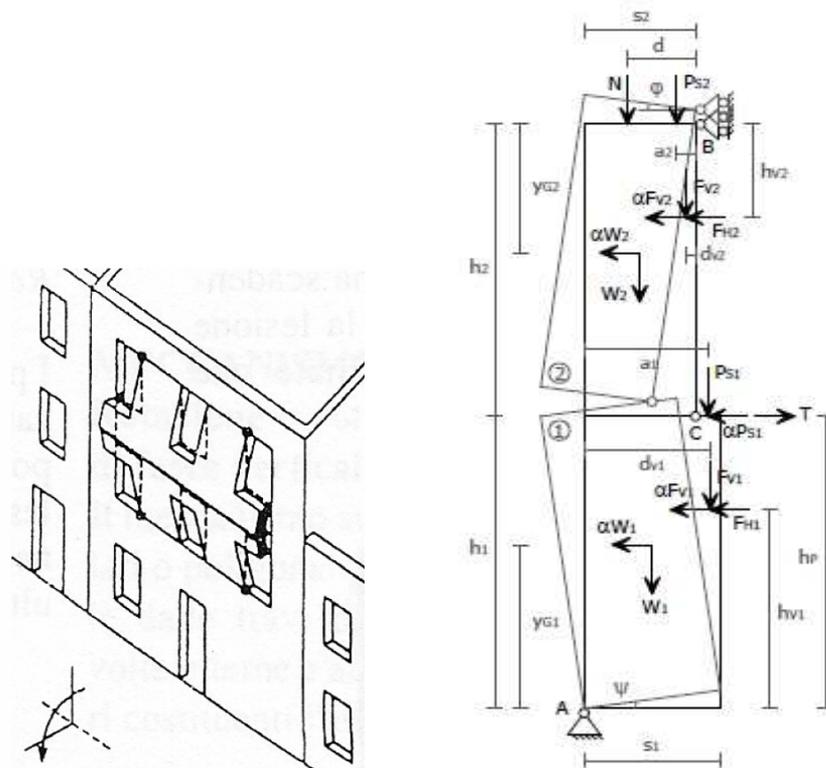


Fig. 6.29 - Meccanismo di flessione verticale di parete a due piani e schema di calcolo

Quota cinematico da terra [m]	14,16
-------------------------------	-------

Caratteristiche geometriche dei due blocchi in rotazione:

	s [m]	l [m]	hi [m]	Pi [daN]
Parte superiore	0,65	9,5	4,03	44793,45
Parte inferiore	0,75		8,47	108627,75
			12,5	153421,2

dove l = lunghezza della frattura, considerata delimitata dalle aperture (comprese)
 h , a e d = bracci delle forze.

Altre forze coinvolte:

	Ps [daN]	a [m]
Peso solaio primo piano	12071,19	0,50
	N [daN]	d [m]
Peso elementi soprastanti	13952,03	0,325

dove il peso del solaio coinvolto è stato attribuito come metà del P_s totale su sala Marchesi, mentre per quanto riguarda il peso degli elementi soprastanti N è pari al solo peso copertura, computata come metà del $P_{copertura}$ sull'area di sala Marchesi.

Il moltiplicatore di collasso α dei carichi verticali è stato qui calcolato ipotizzando la sezione trasversale di rottura ad un'altezza pari alla posizione dell'orizzontamento intermedio, cioè del solaio primo piano (=14.16m), quindi non facendo variare le dimensioni dei due blocchi

tramite il coefficiente adimensionale μ (variazione lungo l'altezza della cerniera cilindrica), per le considerazioni precedenti. Seguono dunque dati e risultati relativi alla configurazione che considera i due macroelementi coinvolti nella flessione verticale coincidenti con le pareti di primo e secondo piano.

Moltiplicatore di collasso:

α	0,17847
----------	---------

calcolato secondo l'espressione (riferimento a Fig.6.22):

$$\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_p + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

con E che indica

$$E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{V1} d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) s_2 + \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{W_2}{2} s_2 + P_{S2} a_2 + N d + F_{V2} d_{V2} - F_{H2} h_{V2} \right) + P_{S1} a_1 - F_{H1} h_{V1} + T h_p$$

[Il moltiplicatore di collasso si è calcolato per controprova in modo alternativo tramite semplice equilibrio alla rotazione riportato alla cerniera alla base, ottenendo un valore simile $\alpha = 0.159$].

Il baricentro di applicazione delle forze nel blocco superiore risulta, rispetto al lato sinistro (fossato) ed al bordo inferiore del blocco stesso:

xg [m]	0,3250
yg [m]	2,493562

Come per il precedente caso si calcolano spostamenti virtuali di ogni blocco e di conseguenza massa partecipante, coefficiente di partecipazione di massa e accelerazione di attivazione del collasso, con i quali si attua la verifica lineare SLV, **soddisfatta al suolo**, mentre **non soddisfatta in quota**:

Massa partecipante	
$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2}$	$M^* g = 160.437 \text{ daN}$
Frazione di massa partecipante	
$e^* = \frac{g M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$	$e^* = 0,894$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

$a_0^* = 0,148 \text{ g}$
 $a_0^* = 1,45 \text{ m/sec}^2$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g (P_{Vr}) S}{q}$$

$\frac{a_g (P_{Vr}) S}{q} = 0,0690 \text{ vs } 0,148 = a_0^*$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e (T_1) \psi (Z) \gamma}{q}$$

$S_e (T_1) = 0,35273$
 $\psi (Z) = 0,73$
 $\gamma = 1,29$
 $q = 2$

$\frac{S_e (T_1) \psi (Z) \gamma}{q} = 0,165 \text{ vs } 0,148 = a_0^*$

Verifica NON SODDISFATTA

6.9.13 Flessione verticale di parete monolitica: 2° piano parete sale 17-18

La verifica a flessione verticale si è svolta poi su una parete del secondo livello, particolarmente soggetta a tale meccanismo di collasso per il proprio spessore (38cm), minore rispetto a tutte le pareti circostanti ed in generale in direzione Y. Questa tendenza è stata ampiamente confermata dall'analisi modale effettuata sul modello globale a elementi finiti (cap.7), Fig. 6.30 a-b, dove uno dei primi modi di vibrare agisce sempre localmente sulla parete in questione, con evidente flessione fuori piano.

La porzione di parete in esame è compresa tra due orizzontamenti considerati ben collegati a essa (flessione verticale monolitica), cioè il solaio del primo piano e la copertura, per una lunghezza della cerniera cilindrica pari a 13.7m, cioè la maggiore possibile non considerando nessun ammorsamento con la parete ad essa ortogonale.

Il moltiplicatore di collasso α dei carichi verticali minore possibile è stato calcolato facendo variare il coefficiente adimensionale μ (variazione lungo l'altezza della cerniera cilindrica), come nel caso precedente; dati e risultati di seguito sono relativi alla configurazione in questo caso.

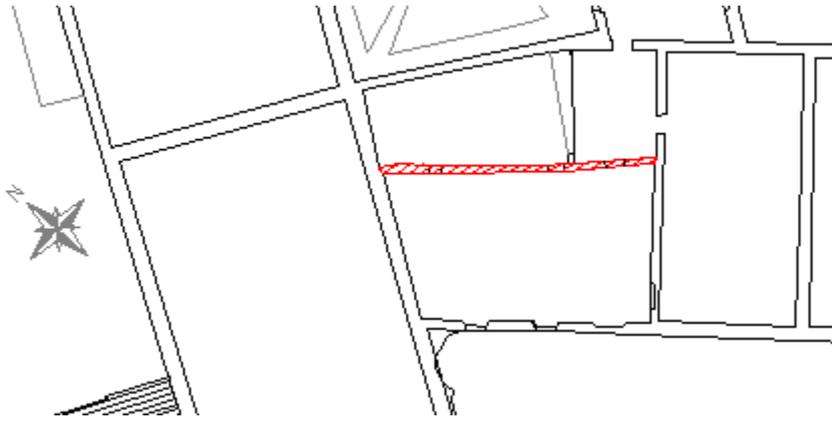
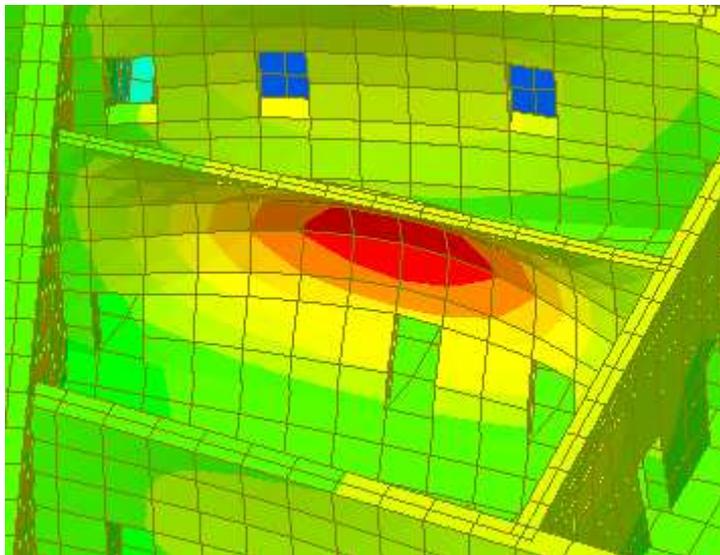


Figura 6.29 - Individuazione parete coinvolta



a)

b)

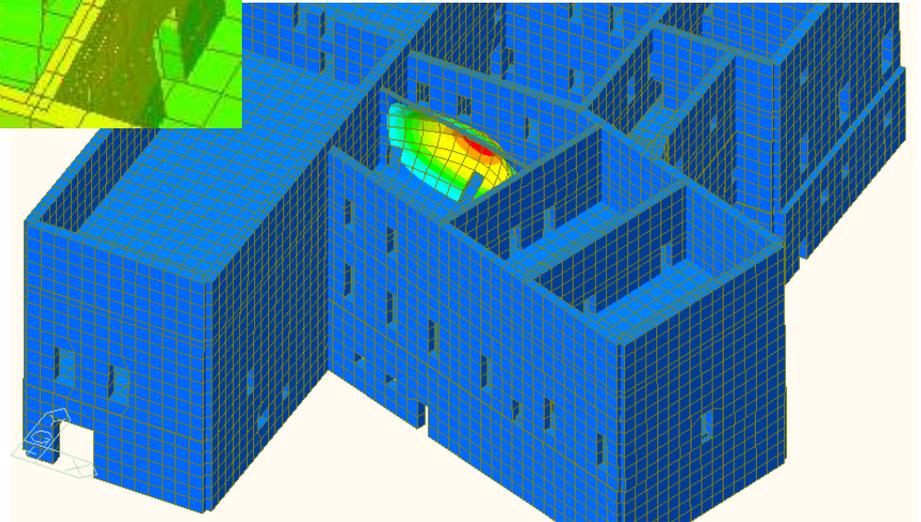


Figura 6.30– analisi modale su modello globale a shell :a) particolare della parete al 2°piano soggetta a flessione verticale - b) modo 4 di vibrare (evidenza del meccanismo locale)

Quota cinematismo da terra [m]:	13,975
---------------------------------	--------

Caratteristiche geometriche dei due blocchi in rotazione:

	s [m]	l [m]	hi [m]	Pi [daN]
Parte superiore	0,38	13,7	1,83	17148,564
Parte inferiore			5,49	51445,692
			7,32	68594,256

dove l = lunghezza della frattura, considerata pari all'estensione maggiore (13.7m)

h, a e d = bracci delle forze (h = altezza muro secondo piano, è stata calcolata come differenza tra quota minore pavimento e colmo del soffitto (=5,5m+5m*tan20))

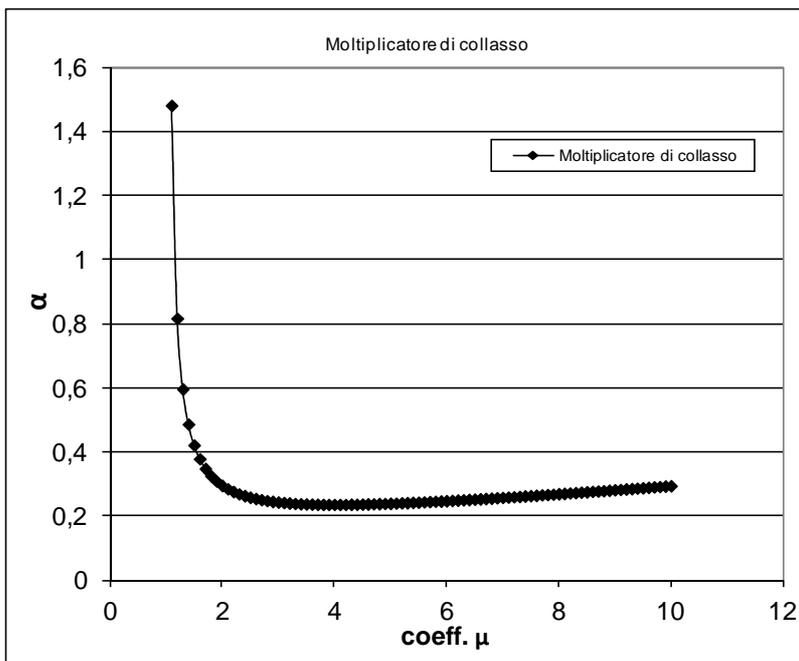
Altre forze coinvolte:

	Ps [daN]	a [m]
peso solaio secondo piano	0	0
	N [daN]	d [m]
Peso elementi soprastanti	19390,38	0,19

dove il solaio superiore non esiste, mentre il peso degli elementi soprastanti N è pari al solo peso delle coperture, computata come quota del Pcopertura corrispondente all'area di influenza della parete.

Moltiplicatore di collasso minore possibile:

coefficiente μ	4
α	0,2363



Il baricentro di applicazione delle forze nel blocco superiore risulta, per y rispetto al bordo inferiore del blocco stesso:

xg [m]	0,190
yg [m]	1,40057

Allo stesso modo dei casi precedenti si calcolano spostamenti virtuali di ogni blocco e di conseguenza massa partecipante, coefficiente di partecipazione di massa e accelerazione di attivazione del collasso, ottenendo dalle verifiche SLV al suolo e in quota esito **positivo**:

Massa partecipante

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2} \quad M^* g = 86.631 \quad \text{daN}$$

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{g M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad e^* = 0,985$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,178 \text{ g}$$

$$a_0^* = 1,74 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g (P_{Vr}) S}{q} \quad \frac{a_g (P_{Vr}) S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,178 = a_0^*$$

Verifica **SODDISFATTA**

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e (T_1) \psi (Z) \gamma}{q}$$

$S_e (T_1) = 0,35273$
 $\psi (Z) = 0,72$
 $\gamma = 1,29$
 $q = 2$

$$\frac{S_e (T_1) \psi (Z) \gamma}{q} = 0,163 \quad \text{vs} \quad 0,178 = a_0^*$$

Verifica **SODDISFATTA**

6.9.14 Con analisi NON lineare: ribaltamento semplice della parete 1 ultimi due livelli

Con le caratteristiche dell'edificio e le forze peso P_i coinvolte nel cinematismo e spingenti sismicamente già riportate al punto §6.9.4, si modella il meccanismo di collasso tramite la semplificazione che tutte le forze coinvolte siano applicate in un unico punto, il baricentro media dei vari punti di applicazione di tali forze. Questo il calcolo delle coordinate:

BARICENTRO DEI BARICENTRI					
	P_{Gi}	X_{Gi}	Y_{Gi}	X_G	Y_G
Parete piano primo	11381	0,38	4,22		
Solaio piano primo	995	0,50	8,47		
Parete piano secondo	4876	0,35	10,41	0,382	6,783
Solaio piano secondo	0	0	0		
Copertura	1476	0,47	13,48		

Analogamente all'analisi lineare si valuta il moltiplicatore di attivazione α_0 dei carichi:

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = (\sum P_i \cdot X_i) / \sum P_i \cdot Y_i$	0,056
---	--------------

Scelta del punto di controllo K

La scelta del punto appartenente alle porzioni strutturali in movimento su cui misurare lo spostamento è ricaduta sul baricentro totale, quindi di coordinate:

Coordinate punto di controllo K

X_K	(m)	0,382
Y_K	(m)	6,783

Calcolo dello spostamento $d_{k,0}$

E' lo spostamento del punto di controllo K per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore α , cioè si giunge alla configurazione in cui la porzione di struttura coinvolta risulta in equilibrio instabile anche senza che vi sia applicata alcuna forza sismica.

$d_{k,0}$	(m)	0,382	= d^*0 essendo stato considerato come equivalente un oscillatore a un gdl
-----------	-----	--------------	--

Conversione di $d_{k,0}$ in d^*_0 e di α_0 in a^*_0 e costruzione curva di capacità (a^*, d^*)

Si trasforma ora la curva di capacità scritta in termini di $\alpha-d_k$ in una curva riferita ad un sistema equivalente ad un grado di libertà, quindi scritta in termini di a^*-d^* . Il passaggio $\alpha \rightarrow a^*$ avviene come per l'analisi lineare, quindi tramite:

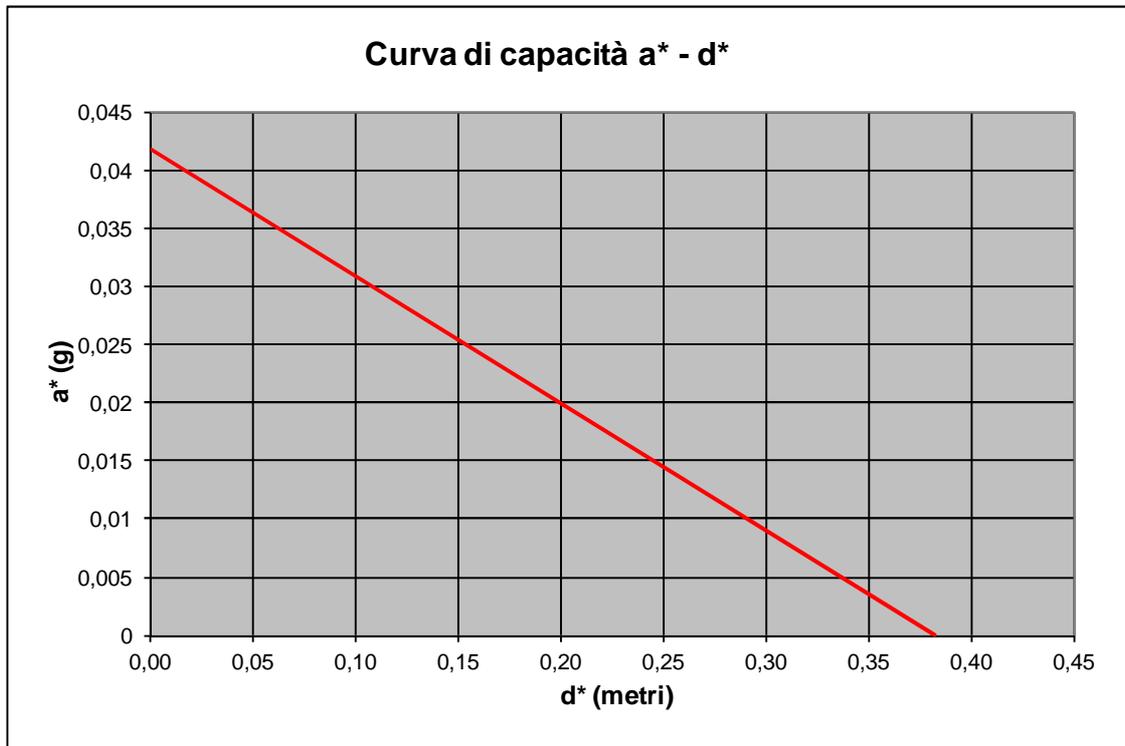
Accelerazione di attivazione del collasso	
$a^*_0 = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$	$a^*_0 = 0,042 \text{ g}$
	$a^*_0 = 0,41 \text{ m/sec}^2$

mentre d^*_0 , calcolabile secondo formula al §6.6.3, è coincidente con $d_{k,0}$ avendo già trattato il caso come un oscillatore a 1 g.d.l.

Costruzione curva di capacità (a^*, d^*)

Dalle due conversioni si ottengono dunque i punti di coordinate note: $(a^*_0, 0)$ e $(0, d^*_0)$ con i quali si individua la curva di capacità in forma di retta: $a^* = a^*_0 (1 - d^*/d^*_0)$

	d^* (m)	a^* (g)
Punto ad accelerazione zero	0,382	0
Punto a spostamento zero	0	0,042



Valutazione dello spostamento ultimo d^*_u

La capacità della porzione di struttura è misurata attraverso lo spostamento ultimo, cioè quanto è in grado di spostarsi la struttura prima del collasso:

spostamento del 40% di d^*_0	(m)	0,153
spostam. definito da utente	(m)	0,15
spostamento ultimo d^*_u	(m)	0,150

Calcolo periodo secante T_s

Ora si confronta lo spostamento ultimo d^*_u (capacità) con la domanda (cioè lo spostamento richiesto alla struttura in caso di terremoto) ottenuta dallo spettro di spostamento, in corrispondenza del periodo secante T_s .

Per il calcolo di T_s vanno calcolati lo spostamento d_s^* e l'accelerazione a_s^* , le cui espressioni sono state riportate al §6.6.5:

Spostamento d_s^* in corrispondenza del periodo secante T_s

d_s^* (m) 0,060

Accelerazione a_s^* corrisp. a spostam. d_s^* sulla curva di capacità

a_s^* (g) 0,035

a_s^* (m/sec²) 0,345

Periodo secante T_s		
T_s	(sec)	2,62

Verifica SLV al suolo

la domanda in spostamento è data da $S_{De}(T_s)$, cioè lo spettro di risposta elastico in spostamento, valutato in corrispondenza di T_s :

capacità di spostamento	d^*u	(m)	0,150
domanda di spostamento	$\Delta d(T_s)$	(m)	0,082
Esito verifica:		VERIFICATO	

Verifica SLV in quota

capacità di spostamento	d^*u	(m)	0,150
domanda di spostamento	$\Delta d(T_s)$	(m)	0,051
Esito verifica:		VERIFICATO	

in cui viene considerato lo spettro di risposta in spostamento alla quota della porzione interessata dal cinematismo.

6.10 Cinematismi non verificati e possibili interventi

Delle analisi effettuate molte verifiche non vengono soddisfatte allo stato attuale, l'esito è positivo solo nel caso di flessioni verticali monopiano e ribaltamento delle pareti di chiusura del rivellino previo intervento di eliminazione delle spinte delle volte a piano terra; i cinematismi non verificati sono:

- ribaltamento semplice della parete 1 (denominata parete sx Manto + sx rivellino) intera (*al suolo*);
- ribaltamento semplice della parete 1 ultimo livello (*in quota*);
- ribaltamento semplice della parete 1 ultimi due livelli (*al suolo e in quota*);
- ribaltamento parete 1 (Manto+rivellino) + parte parete 2 (chiusura rivellino) (*al suolo*);
- ribaltamento parete sx rivellino + parte parete 2 (chiusura rivellino) + parte parete 3 (Manto-rivellino) intera (*al suolo*);
- ribaltamento parete sx rivellino + parte parete 2 (chiusura rivellino) + parte parete 3 (Manto-rivellino) ultimo livello (*al suolo e in quota*);
- ribaltamento parete sx rivellino + parte parete 2 (chiusura rivellino) + parte parete 3 (Manto-rivellino) ultimi due livelli (*al suolo e in quota*);
- ribaltamento semplice della parete rivellino intera (*al suolo*);
- ribaltamento semplice della parete rivellino ultimo livello (*al suolo e in quota*);
- ribaltamento semplice della parete rivellino ultimi due livelli (*al suolo e in quota*);
- con spinte volte annullate ribaltamento semplice parete 1 (denominata parete sx Manto + sx rivellino – fascia di 1 m) intera (*al suolo*);
- con spinte volte annullate ribaltamento parete 1 (fascia di 1 m) intera (*al suolo*);
- con spinte volte annullate ribaltamento parete 1 (Manto+rivellino) + parte parete 2 (chiusura rivellino) (*al suolo*);
- flessione verticale di parete composta da 2 piani (Marchesi parete 1 + superiore) (*in quota*);

Il tipo di intervento scelto per rendere la struttura adeguata sismicamente rispetto a questi cinematismi di collasso è l'inserimento di **tiranti metallici**. Per bloccare questi meccanismi si dispongono cioè forze di ritenuta orizzontale (considerata unica in prima approssimazione) tali da contrastare il momento spingente dato dalle forze di inerzia prodotte dal sisma e dalle spinte delle volte a piano terra.

Il valore di queste forze orizzontali è stato calcolato imponendo che il rapporto tra la capacità della struttura e la domanda richiesta in termini di equilibrio alla rotazione sia pari a uno. La situazione più gravosa si è ottenuta per il ribaltamento di parete 1 intera nella sua

configurazione peggiore, cioè per una lunghezza che comprende sala Capitani e parte di sala Manto, sia per la forza di ritenuta a livello delle capriate nel sottotetto, pari a 317 kN (11,8 kN/m), sia per la forza di ritenuta a livello della pavimentazione del primo piano, pari a 1007 kN (37,5 kN/m). L'entità della forza di trazione posta superiormente diminuisce fino al valore di 53,1 kN nel caso di ribaltamento della parete 1 intera per la lunghezza pari al rivellino, più parti dei muri ad essa ortogonali (cfr. 6.9.6).

Le tirantature metalliche verranno dimensionate naturalmente in base al valore da sopportare maggiormente gravoso secondo le analisi eseguite.

6.10.1 Interventi alternativi all'uso di tiranti per il MIGLIORAMENTO del comportamento sismico

Tuttavia le soluzioni possibili di interventi volti al contrasto dei cinematismi affrontati e in generale al miglioramento del comportamento sismico dell'edificio "Corte Nuova" sono molteplici e diversi in termini di efficacia, invasività, compatibilità, durabilità e costi, e la scelta della tecnica d'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione.

Gli interventi devono essere in genere rivolti a singole parti del manufatto, contenendone il più possibile l'estensione ed il numero, e comunque evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidità negli elementi. Tali interventi su porzioni limitate dell'edificio vanno comunque valutati in una indispensabile visione d'insieme, tenendo in conto gli effetti della variazione di rigidità e resistenza degli elementi.

Il progetto degli interventi dovrà garantire la conservazione dell'architettura, in particolare valutando l'eventuale interferenza con gli apparati decorativi, e in particolare devono essere evitate tutte le opere di demolizione-sostituzione e di demolizione-ricostruzione, operando con interventi che si integrino con la struttura esistente con il minimo impatto sul manufatto storico.

La scelta qui è ricaduta sull'aggiunta di tiranti a livello della pavimentazione del piano primo e/o a livello delle catene delle capriate del piano secondo, in quanto fornisce un efficace vincolo contro il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari, quando ciò non appaia garantito dai solai, e può favorire il comportamento monolitico della struttura, in quanto conferisce un elevato grado di connessione tra le murature ortogonali, anche nel nostro caso di tiranti disposti in una sola direzione. L'inserimento di tirantature metalliche tende, inoltre, a eliminare o ridurre le spinte orizzontali trasmesse alle murature verticali da strutture tipicamente spingenti - archi, volte, capriate - sopperendo così alla scarsa resistenza a trazione, caratteristica delle murature.

I tiranti possono essere realizzati con barre di acciaio normale o con trefoli di acciaio armonico (più per il caso di messa in opera all'interno della muratura, tramite fori trivellati e poi guaine); sono ancorati alle murature mediante capichiave (piastre o paletti semplici) che devono essere dimensionati in modo tale da riportare le sollecitazioni trasmesse localmente alla muratura entro valori ammissibili, così da evitare lesioni localizzate.

Anche se sono una soluzione di grande semplicità e diffusione, per svolgere efficacemente la funzione di collegamento i tiranti devono essere applicati con precise modalità, tra cui:

- essere posizionati il più vicino possibile agli orizzontamenti, rispettando anche eventuali simmetrie;
- essere applicati su entrambe le facce dei muri per tutta la loro lunghezza ed essere il più possibile aderenti ai muri stessi.
- la disposizione più corretta prevede per i muri di spina catene accoppiate, adiacenti, una da una parte e una dall'altra dello stesso muro; per i muri esterni catene singole, collocate sul paramento interno (Fig. 6.31).

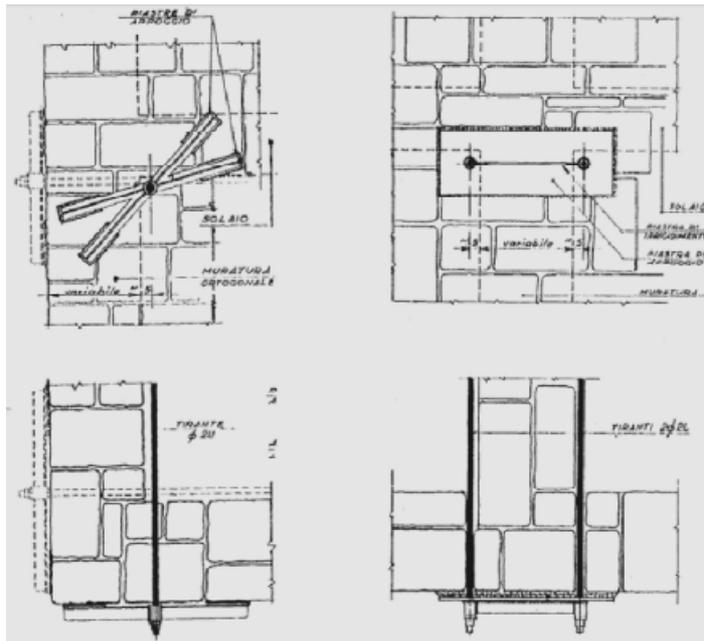


Figura 6.31 – Sistema di ancoraggio: a) con capichiave in acciaio, b) tiranti accoppiati con piastra

Altra soluzione sarebbero le **cerchiature esterne** con elementi metallici o materiali compositi, così da garantire un efficace collegamento tra murature ortogonali; nel caso di edifici di dimensioni ridotte, dove i tratti rettilinei della cerchiatura non sono troppo estesi o quando vengono realizzati ancoraggi in corrispondenza dei martelli murari, queste lavorano adeguatamente. E' necessario evitare l'insorgere di concentrazioni di tensioni in corrispondenza degli spigoli delle murature, ad esempio con opportune piastre di ripartizione; nel nostro caso le cerchiature sono state valutate non adatte, in quanto non compatibili con la lunghezza delle pareti ed esteticamente.

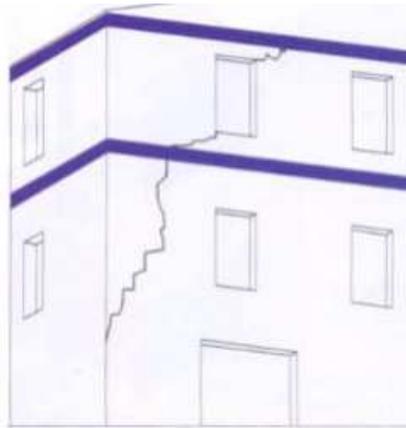


Figura 6.32 – Sistema di cerchiature esterne

Un intervento base ma con il fine di migliorare il comportamento d'insieme è fornito dall'**ammorsamento con tecnica scuci-cuci** tra parti adiacenti o tra murature che si intersecano, tuttavia questo intervento di collegamento locale è efficace per il comportamento monolitico della costruzione in presenza di murature di buone caratteristiche, mentre in presenza di murature storiche quindi più scadenti come Corte Nuova è preferibile l'inserimento di tiranti, che garantiscono un miglior collegamento complessivo.

In ogni caso questo tipo di intervento si realizza o attraverso elementi puntuali di cucitura (tecnica scuci e cuci con elementi lapidei o in laterizio) o collegamenti locali con elementi metallici o in altro materiale. Si tratta comunque di un intervento per sua natura demolitivo e sostitutivo dei paramenti originari, quindi escluso nel caso studio in esame.

Altro tipo di **connessione** è quella degli **orizzontamenti** (solai di piano e coperture) **alle murature**, ed è necessaria per evitare lo sfilamento delle travi, con conseguente crollo del solaio, e può permettere ai solai di svolgere un'azione di distribuzione delle forze orizzontali e dunque di comportamento scatolare.

Nel caso di solai lignei come si possono ritrovare al primo piano dell'edificio di Corte Nuova, un limitato irrigidimento dei solai può essere conseguito operando all'estradosso:

- una possibilità è fissare un secondo tavolato (3-4cm) di un legno meno deformabile su quello esistente, disposto ortogonalmente
- in alternativa, o in aggiunta, si possono usare rinforzi con bandelle metalliche, o di materiali compositi, fissate al tavolato con andamento incrociato
- un analogo beneficio può essere conseguito attraverso un controventamento realizzato con tiranti metallici (fig. 6.34)
- anche mediante la tecnica di rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo, eventualmente alleggerito, che va tuttavia ad irrigidire molto il piano del solaio, quindi da valutarne attentamente gli effetti.

Nel caso invece di coperture lignee la connessione tra parte terminale della muratura e gli impalcati del tetto si consolida tramite:

- sostegno alle teste delle travi tramite sbalzi apposti nel muro, sorta di mensole per l'appoggio delle teste

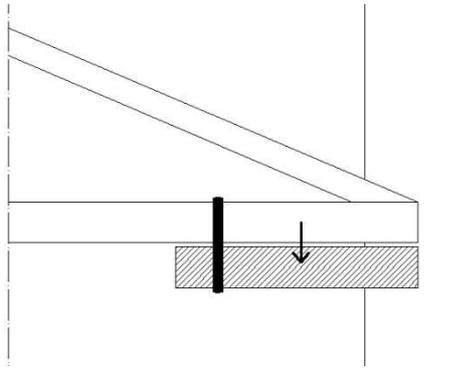


Figura 6.33 – Sostegno tramite mensola

- cordoli-tirante in legno o in metallo opportunamente connessi sia alle murature sia alle orditure in legno del tetto, a formare anche un elemento di ripartizione dei carichi concentrati delle orditure del tetto
- se i tetti presentano orditure spingenti, come nel caso dei puntoni inclinati a sostegno delle capriate sopra sala di Manto, la spinta deve essere compensata.
- piastre e barre metalliche per rinforzare i nodi delle capriate, per problema di inflessione catena per deformazione a cui è soggetto il monaco, che va quindi ad appoggiarsi; rinforzo tramite piastre dia acciaio al nodo tra monaco e puntoni OPPURE nuova catena sopra il monaco per farlo risollevare affiancare capriate con puntoni metallici e cavi metallici post tesi.

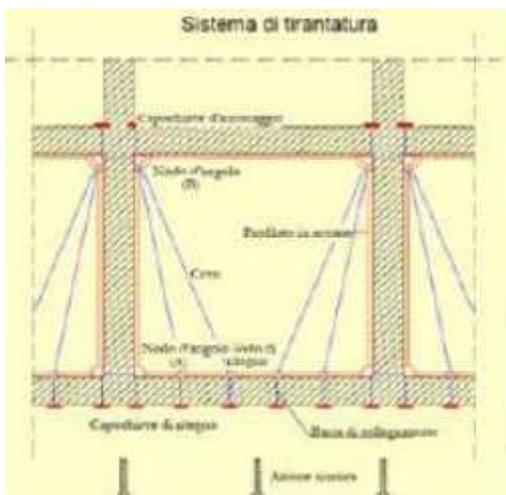


Figura 6.34 – Tiranti metallici a livello solai lignei

Altro tipo di intervento plausibile (ma maggiormente invasivo dei tiranti) è costituito dai **cordoli in sommità** alla muratura, che possono costituire una soluzione efficace per collegare le pareti. Se va decisamente evitata la cordolatura a livelli intermedi, bisogna porre attenzione anche al posizionamento in sommità del paramento, in quanto questo potrebbe provocare

l'instaurarsi di un cinematismo di flessione verticale (cfr. 6.9.12). I cordoli possono essere realizzati:

- in muratura armata (con acciaio o con FRP), che consente di realizzare il collegamento attraverso una tecnica volta alla massima conservazione delle caratteristiche murarie esistenti. Essi, infatti, devono essere realizzati con una muratura a tutto spessore e di buone caratteristiche, in genere usata una muratura in mattoni pieni, al cui interno è alloggiata un'armatura metallica o in materiale composito, resa aderente alla muratura del cordolo tramite conglomerato. Il collegamento tra il cordolo e la muratura sottostante è in genere garantito dall'aderenza, dall'ingranamento e dall'attrito.
 - in acciaio, maggiormente leggeri e di minore invasività. Essi possono essere eseguiti in due diversi modi: a) attraverso una struttura reticolare, in elementi angolari e piatti metallici, collegata tramite perfori armati; b) tramite piatti o profili sui due paramenti, posti poco al di sotto della sommità della muratura e collegati tra loro con barre passanti. Qui il collegamento del cordolo alla muratura, opportunamente consolidata se necessario, viene eseguito tramite perfori armati. I cordoli metallici si prestano particolarmente bene al collegamento degli elementi lignei della copertura e contribuiscono all'eliminazione delle eventuali spinte (Fig.6.35).
 - in calcestruzzo armato (c.a.), solo se di altezza limitata, per evitare eccessivi appesantimenti ed irrigidimenti, che si sono dimostrati dannosi in quanto producono elevate sollecitazioni tangenziali tra cordolo e muratura, con conseguenti scorrimenti e disgregazione di quest'ultima (Fig. 6.36).
- E' in genere opportuno un consolidamento della muratura in prossimità di questo tipo di cordolo, per limitare la diversa rigidezza dei due elementi e può essere adottato il collegamento tramite perfori armati.

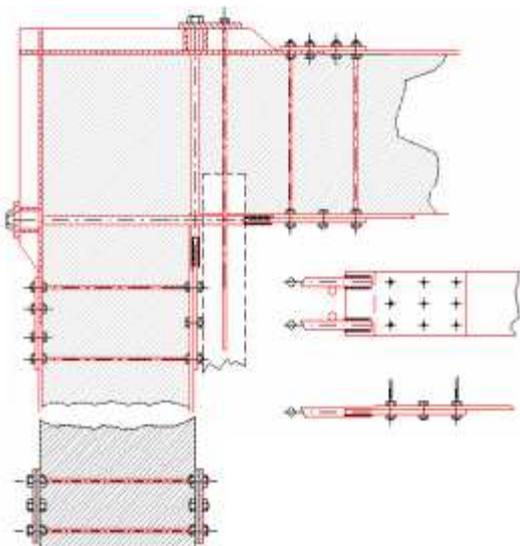


Figura 6.35 – Cordoli in acciaio



Figura 6.36 – Cordoli in acciaio

Per quanto riguarda gli interventi sulle strutture ad arco o a volta questi sono finalizzati ad ottenere la maggiore corrispondenza possibile tra l'asse dell'arco e la curva delle pressioni (così da non produrre almeno tre cerniere plastiche, che portano al collasso): questo si raggiunge agendo sui carichi rendendoli adeguati alla geometria o modificando la geometria dell'arco adattandola alle azioni agenti. Interventi possono essere realizzati:

- con la tecnica delle **catene**, la più diffusa e di semplice attuazione, che sono in grado di assorbire le spinte indotte sulle murature di appoggio e ne impediscono l'allontanamento reciproco. Le catene sono poste di norma alle reni di archi e volte, oppure se questa disposizione non è accettabile esteticamente, si potranno collocare le catene a livelli diversi (ad esempio estradossali). Le catene devono essere poste in opera con un'adeguata presollecitazione o tesate durante la messa in opera;



- tramite la realizzazione di **contrafforti o ringrossi murari** per assorbire le spinte di volte ed archi. Tuttavia questi presentano un notevole impatto visivo sulla costruzione e sono efficaci se viene inoltre creato un buon ammorsamento con la parete esistente;
- aggiunta **cappe collaboranti in c.a. estradossali**, ma attenzione per modifica carichi, non traspirazione della muratura, dannosa per superfici affrescate, e soprattutto modifica rigidità e quindi distribuzione carichi con conseguente rilassamento arco
- con “**tecnica della graffetta**”: impiego cioè di diagonali tesi, fissati alla muratura in prossimità delle imposte dell'arco e sostenuti in alto da una rigida trave metallica posta al di sopra della volta. Contrasta spinta orizzontale e va al posto delle catene estradossali;
- con **tecniche di placcaggio con fasce di materiale composito sull'estradosso**, perché più leggere e comunque amovibili. Tuttavia vanno considerate le seguenti problematiche: diversa traspirabilità tra le zone placcate e non (specie in presenza di affreschi all'intradosso); durabilità (l'esperienza di comportamento nel tempo, sia delle fibre sia delle resine di incollaggio, ancora limitata);



- **riducendo i carichi all'estradosso**, eliminando così le spinte, ma facendo attenzione che ciò altera l'originale curva delle pressioni.

7 MODELLO FEM CORTE NUOVA: ANALISI LINEARI

Come ultima analisi sulla struttura a livello globale, concentrandosi poi su una parte particolarmente vulnerabile, si è effettuata la modellazione a elementi finiti dell'intera Corte Nuova, eseguendo analisi statiche lineari e alle frequenze naturali.

7.1 Modelli numerici

La simulazione numerica a elementi finiti ha avuto il proprio sviluppo in seguito alla nascita degli elaboratori elettronici, attraverso la messa a punto di codici di calcolo fin dai primi anni Sessanta, in cui si diffusero codici come STRESS nel 1964, STRUDEL nel 1966, NASTRAN nel 1969, SAP nel 1970, fino a programmi più recenti come ABAQUS, ADINA, LUSAS. In generale, il metodo è un procedimento di discretizzazione “a priori” che consente di modellare la struttura come un insieme di elementi poligonali, connessi tra loro in corrispondenza dei vertici, definiti nodi. Gli spostamenti dei nodi rappresentano i gradi di libertà incogniti della struttura, noti i quali (attraverso le funzioni di forma), è possibile risalire allo stato di deformazione e di tensione per ciascun elemento.

Le fasi fondamentali sono la modellazione, cioè dall'oggetto di interesse fisico a un modello matematico, e la discretizzazione (“meshatura”) che comporta il passare da un numero infinito di gradi di libertà ad un numero finito. E' evidente che un'analisi di questo tipo, risultando “mesh dependent”, è fortemente condizionata dalle operazioni di definizione del modello. Uno dei vantaggi offerti da tale metodo è quello di consentire differenti livelli d'indagine nelle diverse parti del modello, il che permette di approfondire la conoscenza dello stato di tensione e deformazione nelle sole zone che destano maggior interesse ovvero quelle in corrispondenza delle quali si verificano elevati gradienti di tensione e deformazione.

Altra prerogativa innegabile è costituita dalla possibilità di analizzare strutture aventi forma qualunque. La possibilità di impiegare elementi finiti sia piani che solidi, il metodo può essere convenientemente impiegato per l'analisi di strutture bidimensionali come le pareti o tridimensionali come le volte.

Occorre inoltre notare che i risultati di analisi FEM forniscono mappe che mettono in luce il livello tensionale localizzato della muratura, ma per un pannello murario un valore puntuale di tensione superiore al valore limite non ne rappresenta la rottura. I criteri di resistenza per gli elementi murari dipendono, infatti, da valori delle caratteristiche di sollecitazione che non hanno una corrispondenza diretta con lo stato tensionale, considerando quindi non gli effetti puntuali delle tensioni, ma anche possibili ridistribuzioni dovute al comportamento non lineare e al degrado. Per eseguire un'analisi corretta e coerente, quindi, sarebbe necessario rielaborare i risultati della modellazione, tramite operazioni di media e di integrazione.

7.2 Descrizione modello

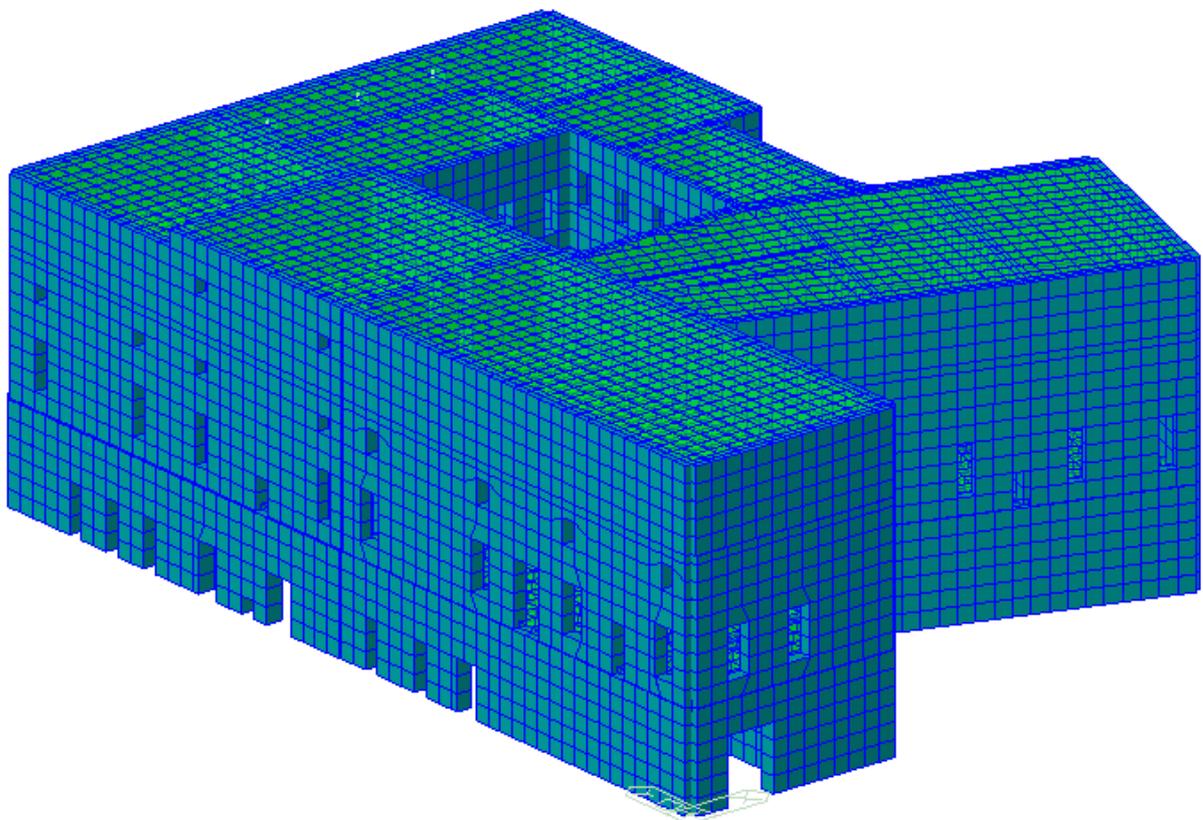
Il programma di calcolo scelto per realizzare il modello a elementi finiti è stato Midas Gen, tramite elementi SHELL sia per le pareti di muratura, sia per gli orizzontamenti in laterizio, legno e cls.

Infatti questi elementi bidimensionali possiedono sia rigidità flessionale che membranale, e permettono quindi di ricavare sollecitazioni di entrambe le nature.



Gli shell sono elementi a 3 gradi di libertà traslazionali + 3 g.d.l. rotazionali = 6 g.d.l., utili per modellare strutture in parete sottile con larga estensione in confronto ad un ridotto spessore, che presentino sforzi nella direzione dello spessore trascurabili. Tali elementi possono avere formulazione thin e thick, cioè effetto del taglio trasversale trascurato o incluso ed essere a 3,4,6,8 nodi.

Si sono utilizzati elementi shell a 3 e 4 nodi, nel secondo caso in prevalenza di dimensioni 1m x 1m, di formulazione thick, quindi considerando l'effetto del taglio trasversale.



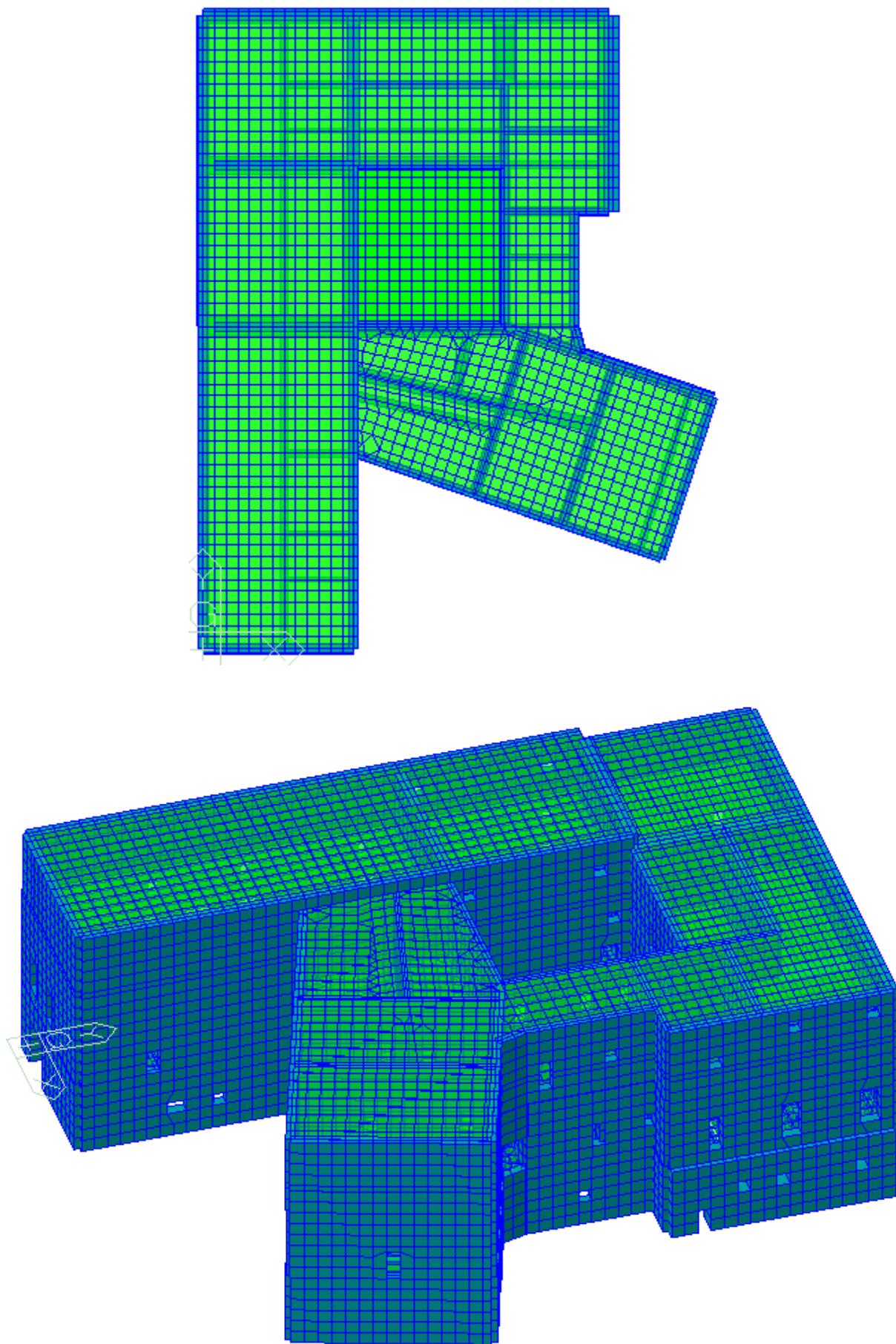
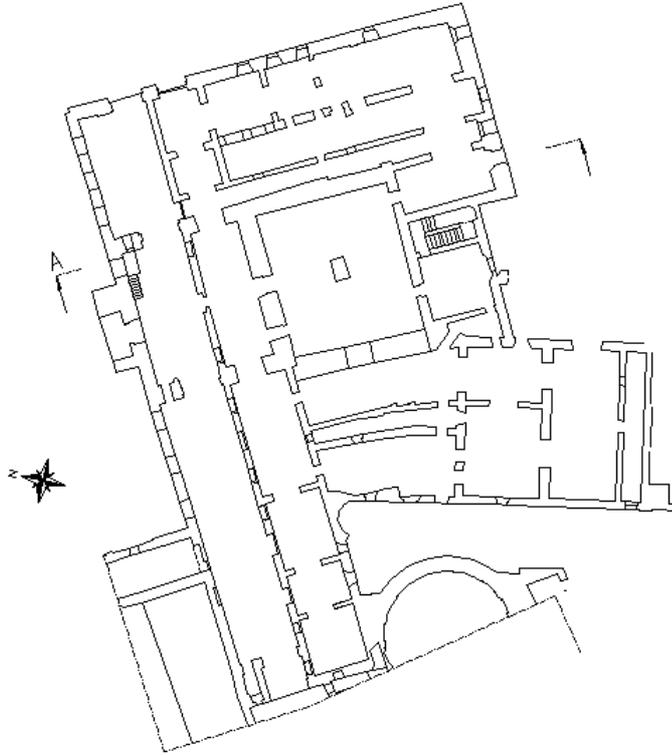


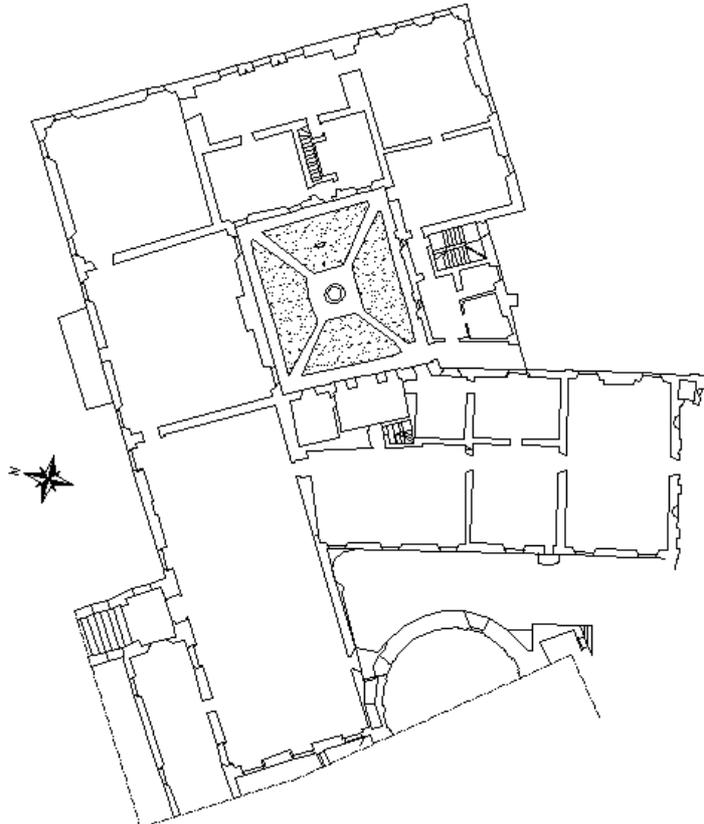
Figura 7.1 – Visioni modello a shell Corte Nuova

La struttura è stata modellata con suddivisione su tre livelli, dunque considerando le caratteristiche geometriche rilevate al §2.2:

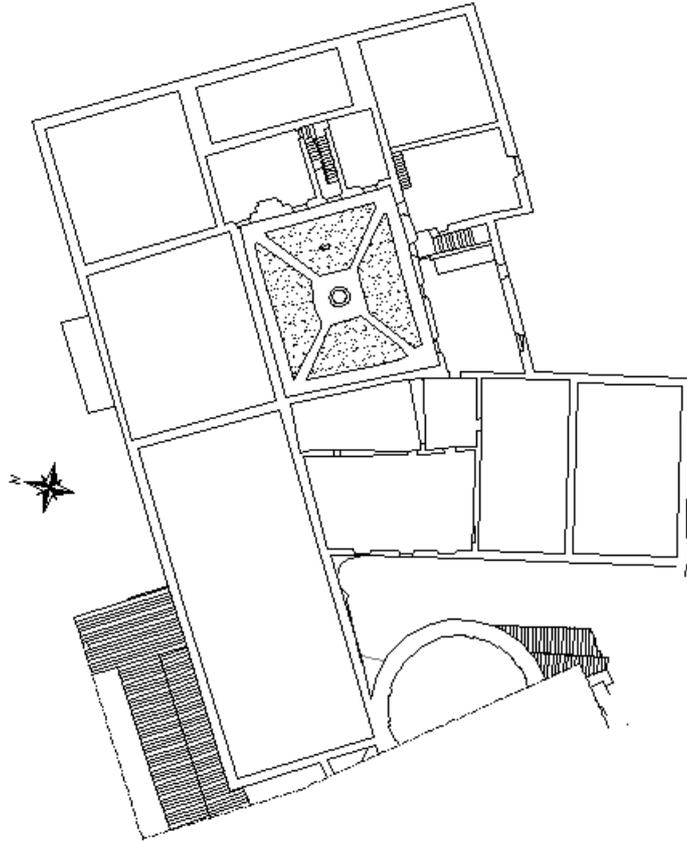
- Area Corte Nuova - livello 1 – Quota +20.50:



- Area Corte Nuova - livello 2 – Quota +26.00:



- Area Corte Nuova – livello 3 – Quota +33.00:



- Area Corte Nuova – sezione A-A



7.2.1 Semplificazioni geometriche e caratteristiche materiali

La muratura è costituita da paramenti di spessore variabile tra 0,20 m di piccole pareti divisorie e 1,98m di massicce pareti portanti a piano terra. Mediamente si hanno shell di spessore dell'ordine dei 0,6m.

Se le pareti presentano tutte lo stesso materiale, diverso discorso è invece per gli orizzontamenti. Questi infatti presentano una maggiore complessità di materiali e geometrie, raggruppate secondo macro tipologie:

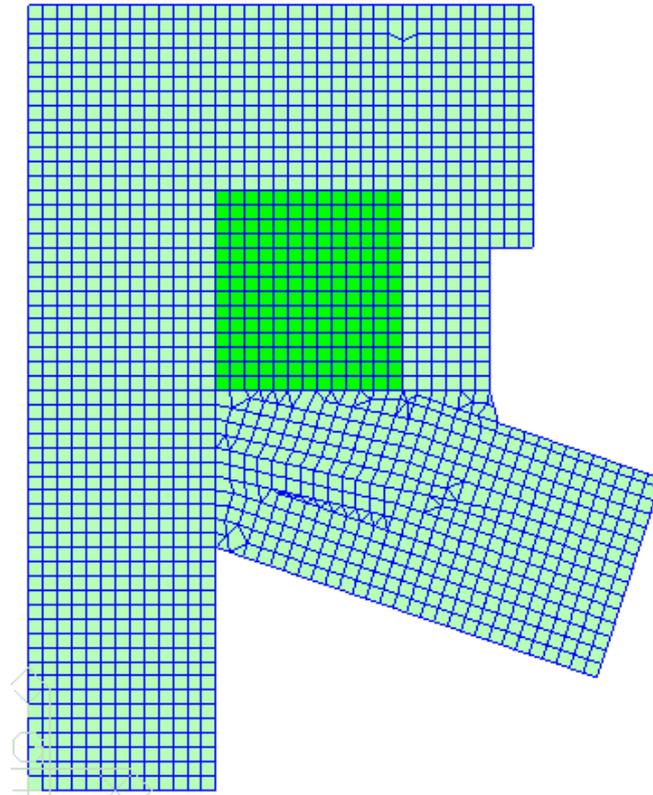


Figura 7.2 – Solai piano terra

In colore azzurro sono rappresentati i solai di muratura voltati, mentre in verde il solaio di calcestruzzo di Cortile dei Cani.

Per entrambi i materiali il valore di spessore è stato assegnato in base alle dimensioni misurate da sezione, mediati nel caso delle volte in muratura (non rappresentate tramite elemento 3D, bensì con semplificazione di elementi piani).

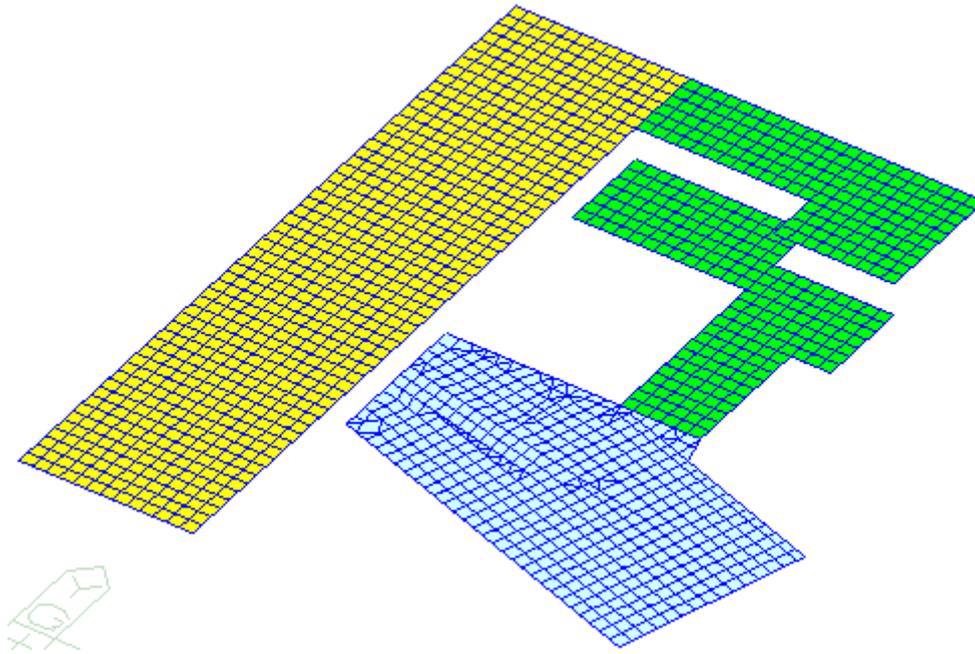


Figura 7.3 – Solai piano primo

In azzurro i solai in muratura, in verde la cappa di cls di 4 cm (elemento maggiormente rigido rispetto a travi e travetti presenti nei solai di questa parte di piano primo, e dunque unico ad essere stato modellato) ed in giallo i solai lignei.

Questi ultimi presentano una certa complessità in quanto sono formati da un controsoffitto di cassettoni, da travi e relativa orditura secondaria di travetti, ed in parte reticolari lignee (Fig.7.4); lo spessore equivalente da assegnare allo shell è stato calcolato in modo da ottenere una rigidezza equivalente flessionale. Fissando la larghezza degli shell pari a 1m, si è calcolato uno spessore equivalente di 8 cm circa, sempre con il modulo elastico del legno.

$$E_{\text{legno}} J_{\text{solaioreale}} = E_{\text{legno}} J_{\text{shellequiv}}$$

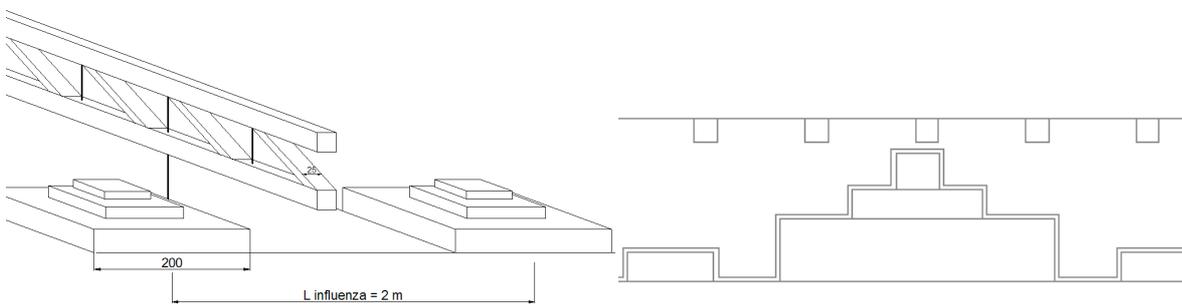


Figura 7.4 – Particolari della conformazione solaio ligneo piano primo

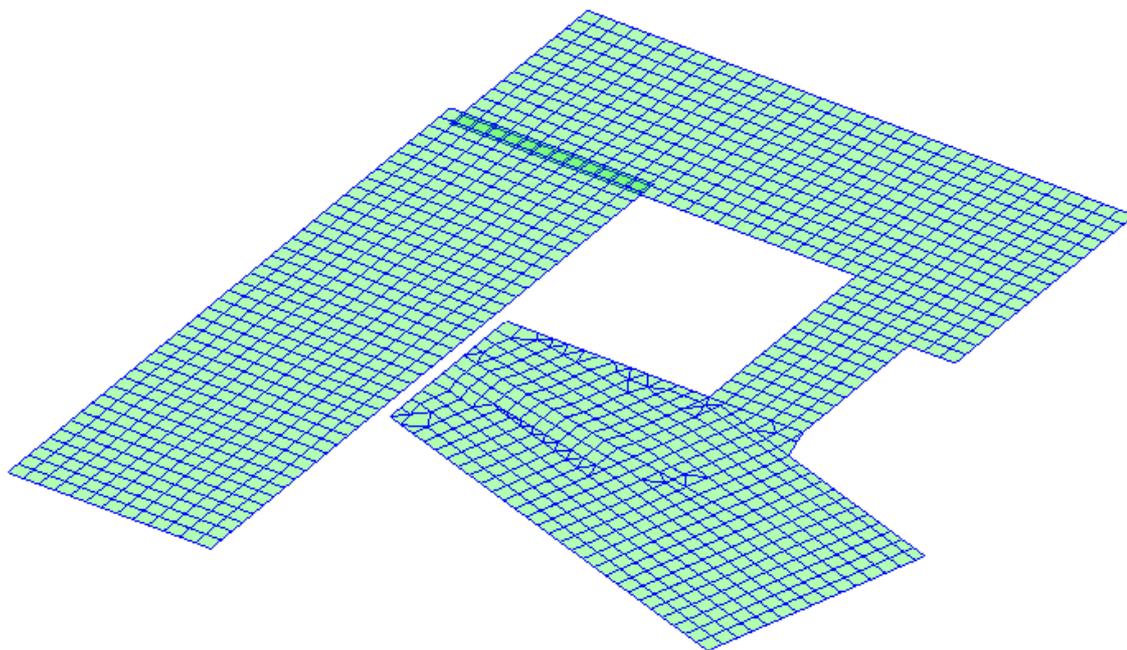


Figura 7.5 – Coperture

Il pacchetto delle coperture è raffigurato in fig.7.6, ed è stato modellato analogamente al solaio di primo piano attraverso shell a 3 o 4 nodi di spessore equivalente 12 cm circa.

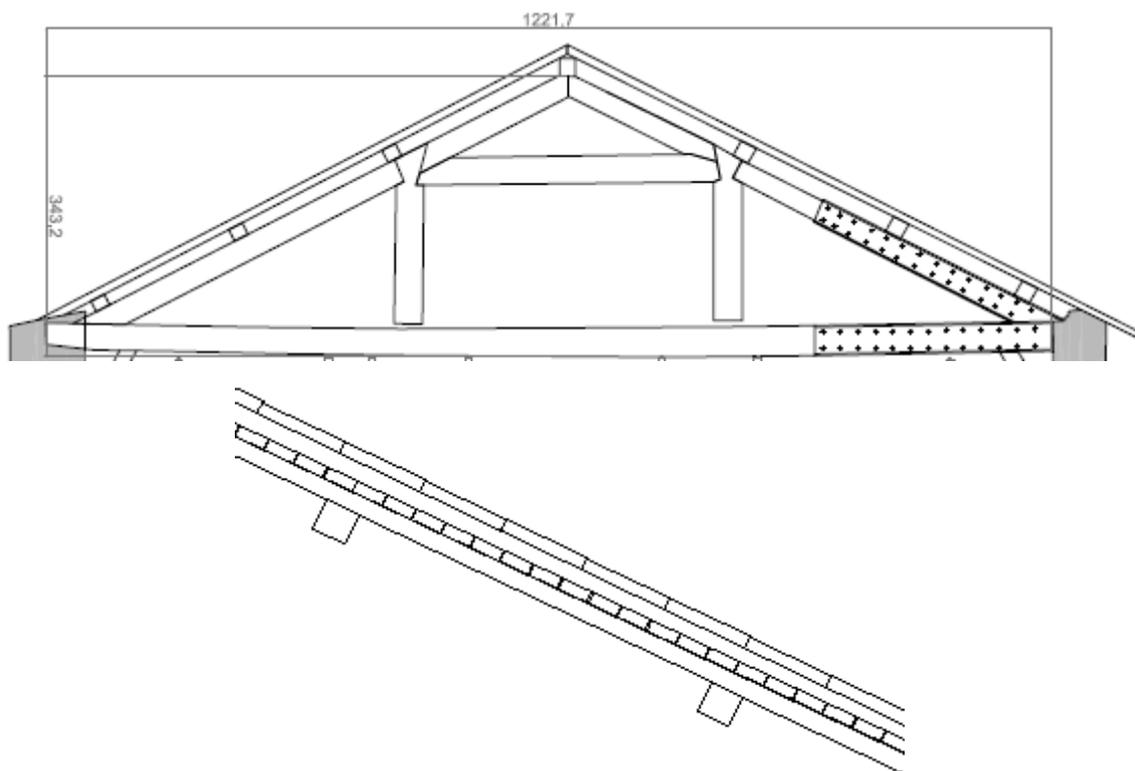


Figura 7.6 – Coperture

Per le proprietà da assegnare ai materiali:

- **muratura**, sono stati assunti i valori proposti nella Tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009, n° 617 (cfr. cap. 2.4) per il livello di conoscenza limitata LC1, sulla base dei valori assegnati alla tipologia di muratura qui presente cioè “mattoni pieni e malta di calce” assumendo le seguenti proprietà:

f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
240	6.0	$((1200+1800)/2) = 1500$	$((400+600)/2) = 500$

tab. 7.1 – parametri di resistenza medi utilizzati nelle valutazioni di vulnerabilità

	f_d [N/cm ²]	$\tau_{0,d}$ [N/cm ²]
FC=1,35	88.89	2.22

tab. 7.2 – parametri di resistenza di verifica utilizzati nelle valutazioni di vulnerabilità

Figura 7.7: Proprietà della muratura inserite in Midas

- **calcestruzzo**, sono stati assunti:
 $E = 31940 \text{ N/mm}^2$ (C30/35)
 $w = 0 \text{ kN/m}^3$ (avendo posto massa degli orizzontamenti)
- **legno**
 $E = 10000 \text{ N/mm}^2$
 $w = 0 \text{ kN/m}^3$ (avendo posto massa degli orizzontamenti)

Si sottolinea che a tutti e tre i materiali, quando costitutivi degli orizzontamenti, è stato assegnato **peso zero**, in modo tale da usare questi elementi solo come ripartitori, dato anche lo

spessore fittizio assegnato nei casi di solai e coperture lignei. Si sono ovviamente posizionati i carichi corrispondenti agli orizzontamenti come carichi lineari.

Come precedentemente espresso si sono modellati tutti gli orizzontamenti sempre con elementi shell. Si è infatti scelto di non rappresentarli tramite piani rigidi, cioè con rigid link di piano che collegassero ogni elemento perimetrale al solaio alla massa traslazionale (corrispondente all'effettivo peso del solaio) posta nel baricentro di ogni piano rigido, in quanto questi avrebbero modellato una situazione di piano infinitamente rigido, decisamente non reale in questo caso di edificio storico. Gli shell hanno invece permesso di considerare la deformabilità degli orizzontamenti, e l'effetto di questa sugli elementi verticali.

7.2.2 Vincoli e cedimenti imposti

A livello delle fondazioni si sono prese in considerazione diverse possibilità per simulare sia lo stato di fatto attuale, sia possibili stati pregressi, in base alle conseguenze determinate sulla struttura (almeno quelle ancora visibili).

1) Sono stati applicati dei vincoli di **incastro**, a causa della presenza di fondazioni profonde, in particolare studi recenti hanno confermato che l'area relativa all'appartamento di Troia è sorretta da quattro grandi pile murarie, mentre l'appartamento Grande di Castello da fondazioni profonde di muratura continue (Bettoni, 2011).

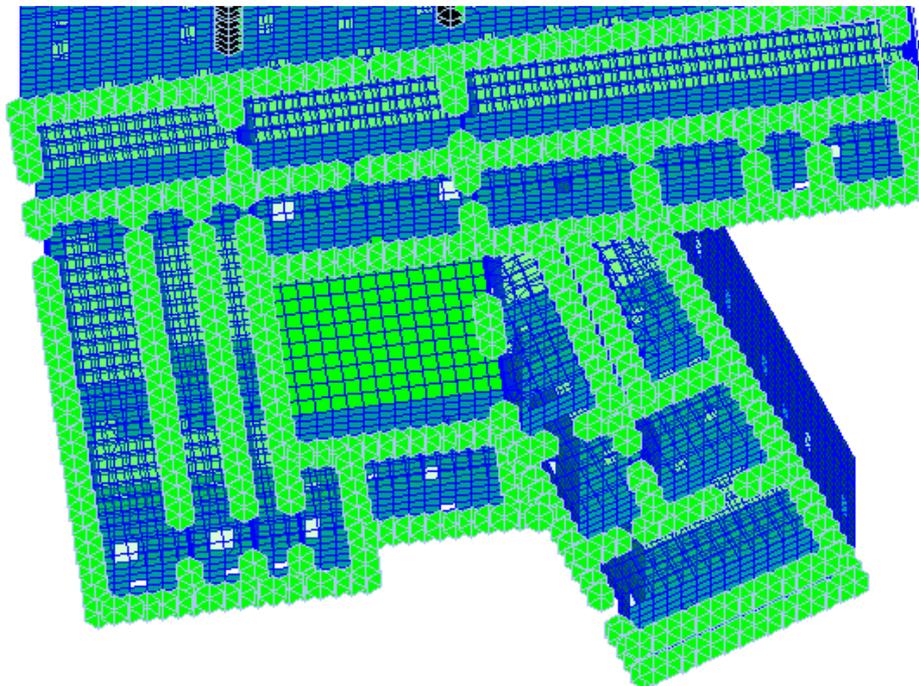


Figura 7.8: Vincoli di incastro a livello della fondazione

2) Si è poi effettuato un tentativo, più a scopo didattico, con molle di winkler al posto degli incastrati sottostanti a tutta Corte Nuova. Queste sono state modellate tramite elementi Point Spring Supports, cioè elementi monodimensionali che accoppiano una forza con il relativo

spostamento (così come un momento con la relativa rotazione), definiti tramite la rigidezza in direzione verticale Z. Questa è stata assegnata pari a 2 kg/cm^3 cioè al valore caratteristico per terreno coesivo (approssimazione, data la vicinanza al lago e la mancanza di dati sulla granulometria), ed in forma lineare pari a 12000 kN/m (moltiplicazione per spessore medio pareti 0.6m e interasse tra le molle 1m). Si è poi provato a tarare meglio tale valore.

Tuttavia i dati così ottenuti non sono risultati controllabili, e quindi inutili per le successive analisi modale e di ricerca di cause per una lesione, quindi si è scartata tale ipotesi di vincolo alla base.

3) La configurazione più adatta a rappresentare i vincoli sottostanti all'edificio Corte Nuova è risultata essere una combinazione di incastri e cedimenti controllati (tramite casi di carico Specified Displacements of Supports nel programma a elementi finiti Midas). In particolare tali cedimenti sono stati imposti sotto determinate pareti in base alla loro attinenza con la lesione della parete divisoria tra sala Manto e Capitani (vd. cap. 7.5).

Sono poi stati apposti i vincoli rappresentativi degli edifici adiacenti a sala di Manto (Fig.7.9): in corrispondenza dei solai rispettivamente dell'abside della Chiesa di Santa Barbara e del corridoio di Santa Barbara sono state poste molle di winkler funzionanti in direzione X, di rigidezza molto alta ($K= 10000 \text{ kN/m}$) così da simulare l'addossamento di tali corpi laterali. Invece non c'è necessità di vincoli che simulino l'adiacenza con il corridoio tra Corte Nuova e la Cavallerizza essendo Corte Nuova considerabile isolata per la sua storia costruttiva. (Vd. 2.1.1.)



Figura 7.9: corpi adiacenti a sala Manto

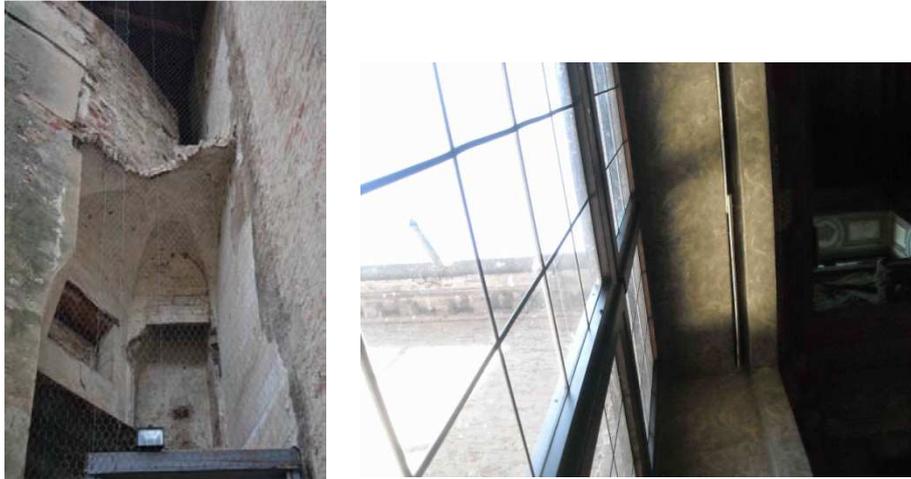


Figura 7.10: individuazione altezza solai corpi adiacenti sala Manto

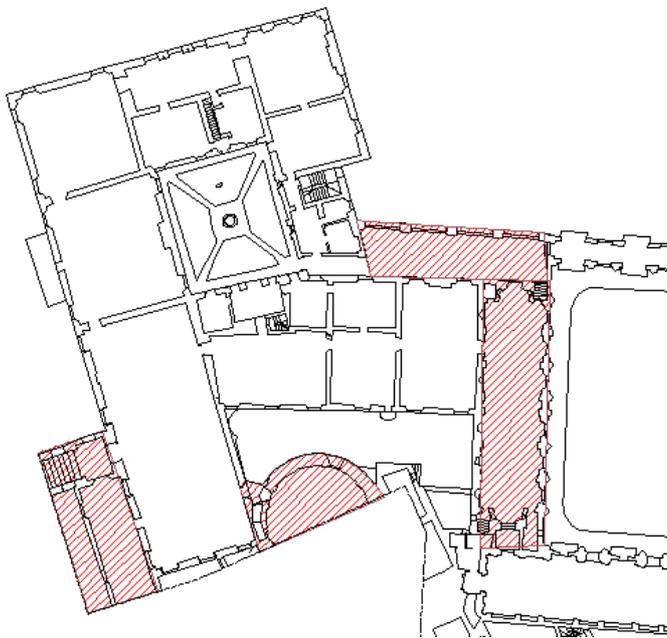


Figura 7.11: corpi adiacenti e corridoi non considerati parte di Corte Nuova

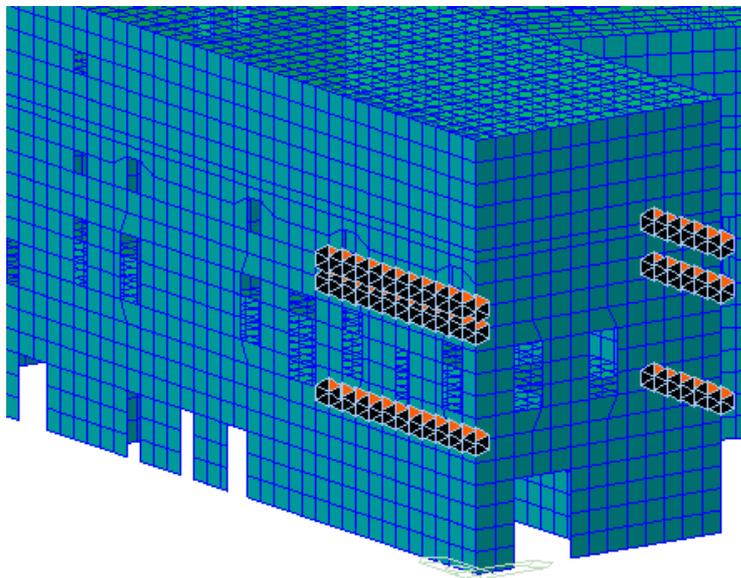


Figura 7.12: molle winkler laterali

7.2.3 Carichi e elementi ripartitori fittizi

È necessario determinare l'entità dei carichi che gravano sulle strutture portanti, distinguibili in:

- Permanenti: pesi propri degli elementi costituenti la struttura (portanti e portati), carichi permanenti;
- Variabili: dipendono dalla destinazione d'uso dell'edificio.
- Accidentali o eccezionali

Come anticipato agli orizzontamenti è stato assegnato peso zero, in modo tale da usare questi elementi solo come ripartitori, quindi si sono posizionati i carichi corrispondenti agli orizzontamenti come carichi lineari, insieme a quelli che vi gravano, sulle pareti su cui tali orizzontamenti insistono. Per poterli applicare sono stati posizionati dei beam fittizi in sommità di ogni parete interessata da tali carichi (fig.13), aventi resistenza bassissima attraverso diametro di 1mm e modulo elastico $E=150 \text{ N/mm}^2$. In questo modo i beam sono solo elementi per l'applicazione dei carichi ai paramenti, senza l'errata funzione di cordoli.

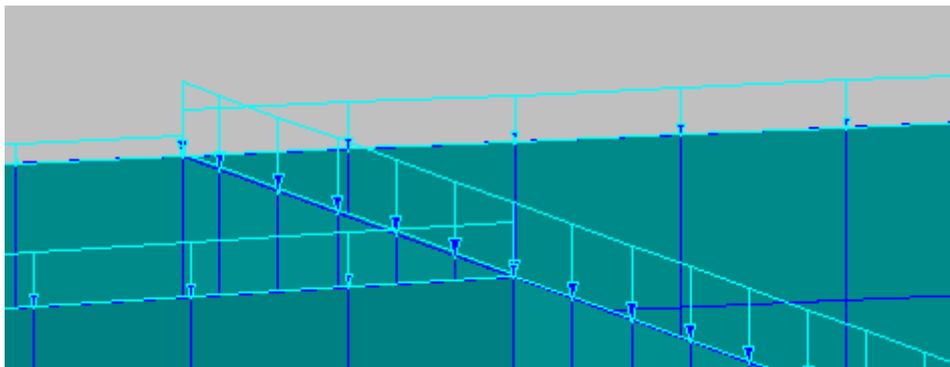


Figura 7.13: particolare dei beam fittizi

In definitiva i carichi assegnati sono:

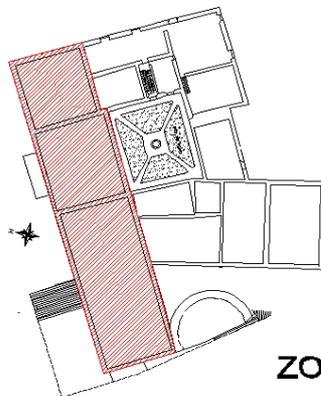
- Peso proprio
- Peso degli orizzontamenti: (fig. 7.14)
 - Psolaio piano terra
 - Psolaio piano primo
 - Pcoperture
- P pareti non portanti
- Carichi variabili Q (nel caso studio si ricade nella categoria C3 “Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni..” per i piani terra e primo, mentre il secondo si classifica come H1 “Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione”, considerando poi anche i coefficienti di combinazione SLU rispettivamente 1,0 per la E e 0 per la H)

P pareti non portanti		
al solaio PIANO TERRA	1,5	[kN/m ²]
	= Pnonportanti/Area	
al solaio PIANO PRIMO	0,24	[kN/m ²]
	= Pnonportanti/Area	

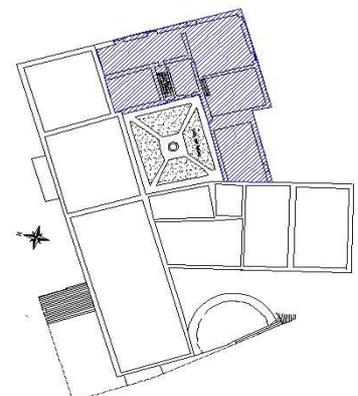
Q variabili		
al solaio PIANO TERRA	5,0	[kN/m ²]
	= Pnonportanti/Area	
al solaio PIANO PRIMO	0	[kN/m ²]
	= Pnonportanti/Area	

PIANO TERRA	P solaio/m ²	
	[N/m ²]	[kN/m ²]
	12915	12,9
PIANO PRIMO	P solaio/m ²	
	[N/m ²]	[kN/m ²]
P cassettoni/m ²	340	0,34
P controsoffitto/m ²	860	0,86
P solaio contro-soffitto-travi-travetti	1540	1,54
P solaio cappa-travi-travetti	1595	1,595
P solaio muratura	9540	9,540
PIANO SECONDO	P coperture/m ²	
	[N/m ²]	[kN/m ²]
	2000	2,0

ZONA CONTROSOFFITTO a CASSETTONI



ZONA CAPPA CLS-TRAVI-TRAVETTI



ZONA SOLAI MURATURA

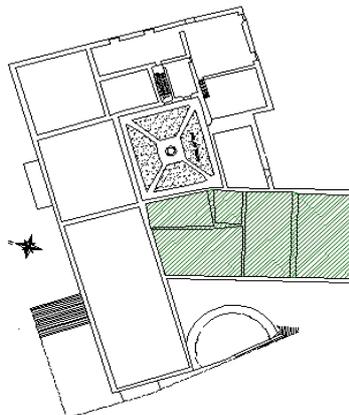


Figura 7.14: Pesi orizzontamenti e relative aree

7.3 Analisi Statica per solo Peso Proprio

Le analisi effettuate sul modello dell'edificio sono state di tipo **lineare**, coerentemente alle conoscenze attuali sul manufatto (data l'impossibilità di svolgere prove invasive di caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali, cfr. cap.2.4). Queste sono comunque indicative del comportamento della struttura in presenza di sisma, cioè delle sue vulnerabilità e dei suoi modi di vibrare.

Si è svolta preliminarmente l'analisi statica della struttura soggetta a sola applicazione del peso proprio, senza quindi applicare altre forze esterne, anche per la validazione stessa del modello. Per poter effettuare un'analisi di questo tipo è sufficiente assegnare l'accelerazione di gravità e le proprietà dei materiali di ogni elemento shell (e beam), dunque automaticamente viene calcolato il peso proprio degli elementi modellati.

Si effettua prima una revisione tramite reazioni Z: si confrontano cioè la sommatoria delle reazioni alla base in direzione Z risultanti dal solo peso proprio con il totale reale dei pesi dei muri dell'edificio (esclusi dunque pesi orizzontamenti, pesi permanenti portati e carichi variabili).

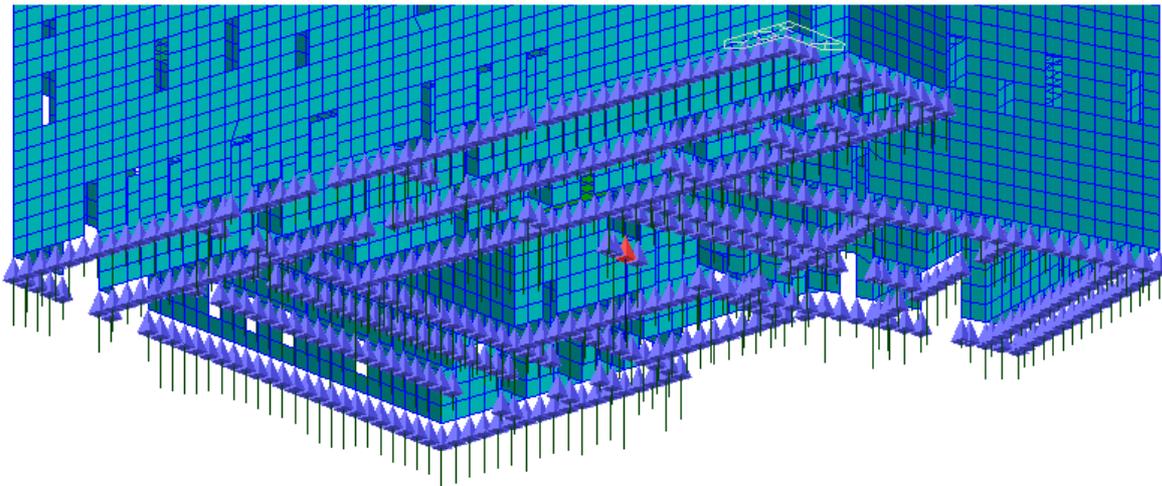


Figura 7.15: Rappresentazione delle reazioni in direzione Z

Σ reazioni da modello midas p.p:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
SW	0,0	0,0	112942,36

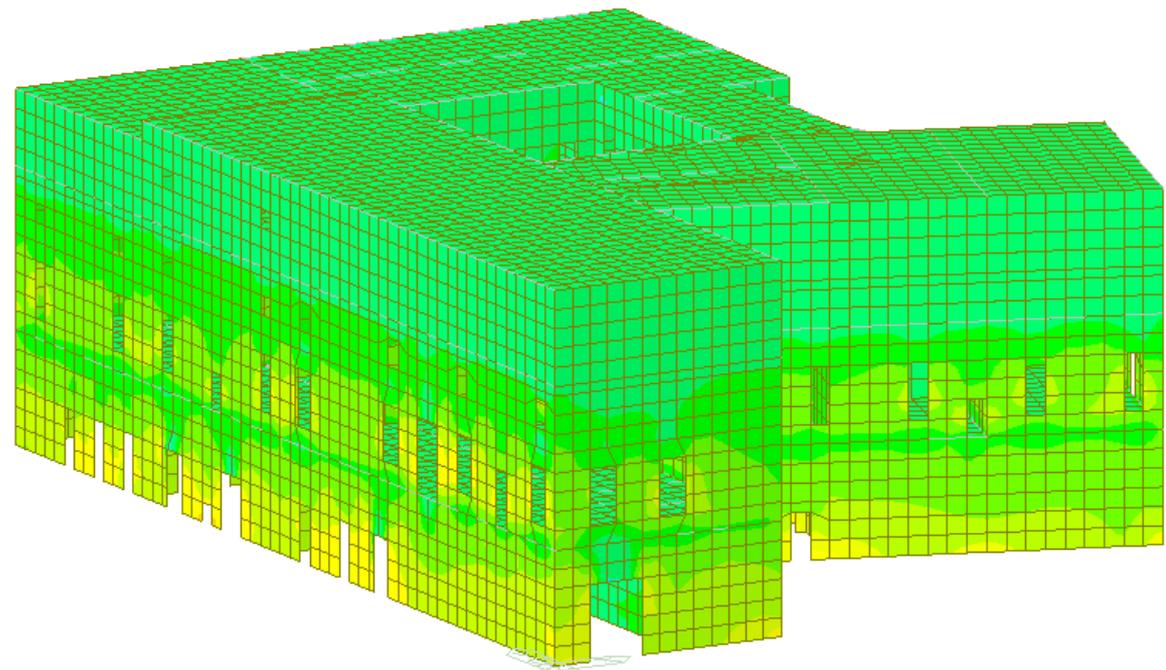
= $1,12 \cdot 10^5$ kN

$$VS \Sigma \text{carichi verticali} = 46779,9 + 41777,5 + 20795,2 = 1,09 \cdot 10^5 \text{ kN}$$

→ si può affermare il modello riproduce la situazione reale.

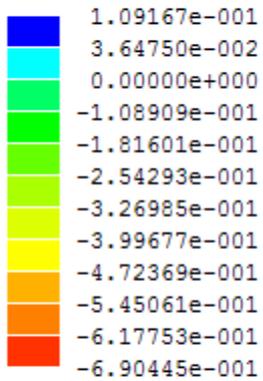
Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi con solo peso proprio, ovvero una mappa degli spostamenti in z e una mappa tensionale di σ_z :

Tensioni σ_z



midas Gen
POST-PROCESSOR
PLN STS/PLT STRS

SIG-ZZ TOP



ST: SW

MAX : 7183

MIN : 1548

FILE: MODELLO 1X~

UNIT: N/mm^2

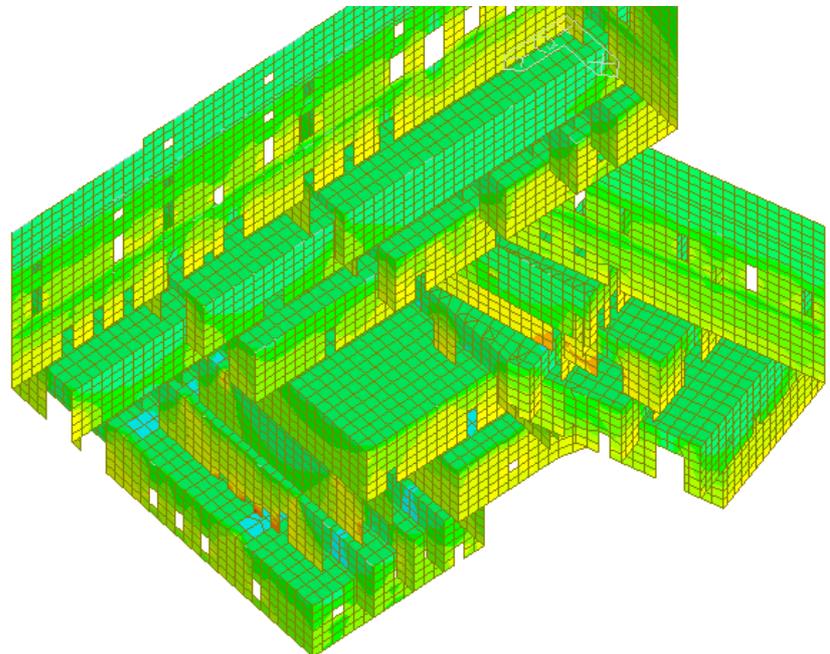


Figura 7.16: Contour tensioni σ_z e legenda [MPa]

Questi risultati di tensioni possono intanto indicare che l'edificio rimane quasi interamente in campo elastico, in quanto i massimi di tensioni (circa 0,7 MPa) si hanno solo in poche zone ristrette in vicinanza di aperture a piano terra, dunque per discontinuità geometriche. Questo buon risultato era ampiamente ipotizzabile per il notevole spessore dei paramenti murari, caratterizzante questo tipo di costruzioni.

Spostamenti d_z (direzione verticale)

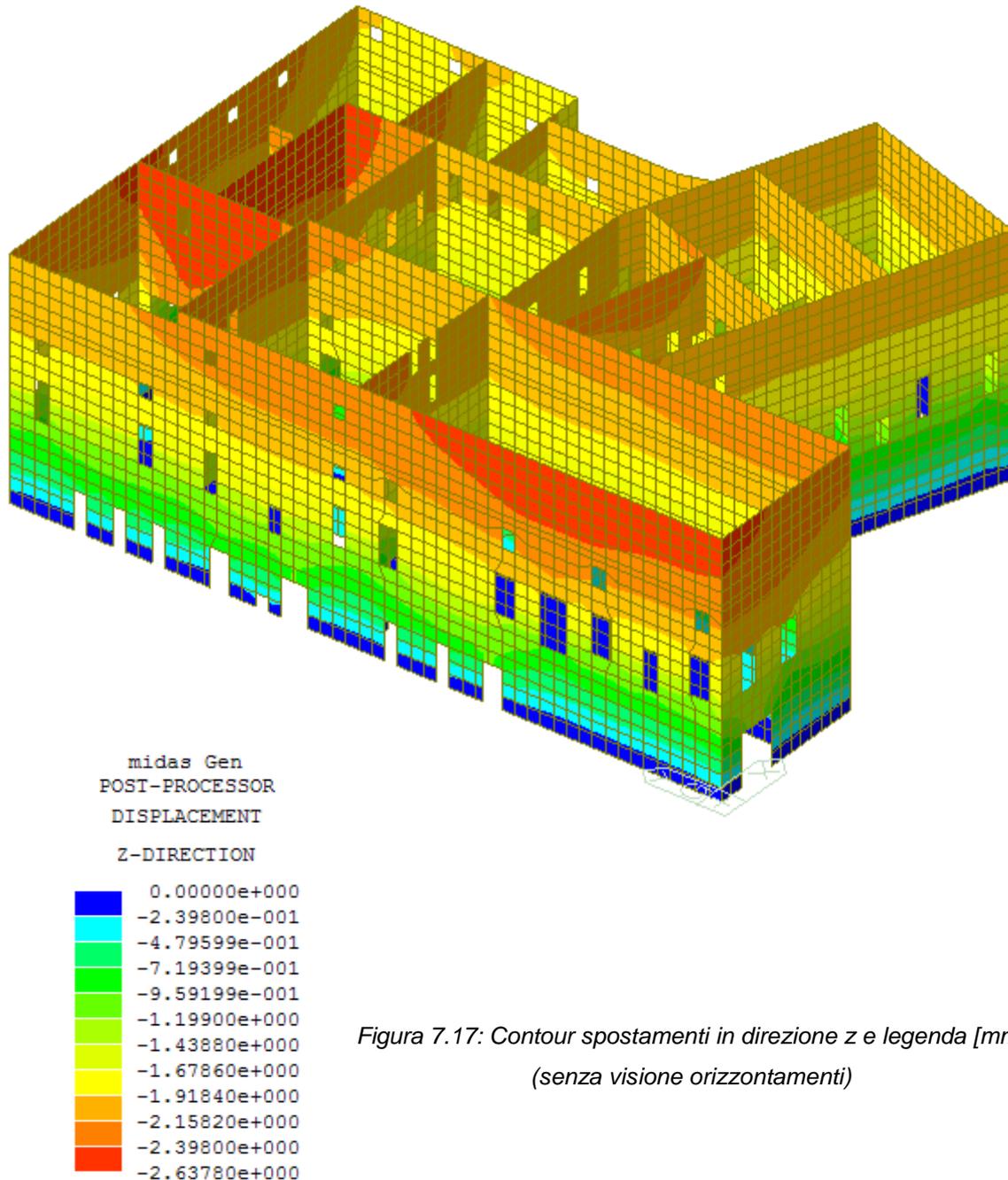


Figura 7.17: Contour spostamenti in direzione z e legenda [mm]
(senza visione orizzontamenti)

La rappresentazione degli spostamenti verticali indica prevalentemente che il secondo livello è, giustamente, maggiormente soggetto a spostamento verticale, e quali siano le pareti in particolare su cui si concentra questo cedimento (pareti non caratterizzate da grandi aperture o da spessore molto inferiore). Il valore massimo con questa analisi elastica è $DZ = -2,6$ mm.

7.4 Analisi Modale: ammorsamento e non ammorsamento

L'analisi modale, parte della analisi lineare dinamica, viene trattata esplicitamente al §7.3.3.1 delle NTC2008. Con questa analisi si è in grado di poter individuare i principali modi di vibrare della struttura, periodo e massa partecipante traslazionale e rotazionale relativi ad un determinato modo, e parti maggiormente vulnerabili.

Tutti i modi con massa partecipante significativa devono essere considerati. È opportuno considerare un numero di modi la cui somma di massa partecipante sia superiore all'85%.

In questo caso studio con 10 modi di vibrare si ottiene il 75% di massa coinvolta, mentre sono necessari circa 50 modi di vibrare (42 per dir. X e >50 per dir. Y) per poter raggiungere il limite pari a 85%, in quanto la struttura non è regolare né in pianta né in elevazione, vi sono movimenti di massa in direzioni opposte che annullano il loro reciproco contributo ed inoltre alcuni modi si traducono in meccanismi solo locali.

Di seguito sono riportati i primi 50 modi di vibrare (nel caso di ammorsamento tra ogni parete ortogonale), relativa frequenza di vibrazione, periodo e massa traslazionale in direzioni X e Y coinvolta:

Modo	Frequenza (Hz)	Periodo (s)	PF-X (%)	PF-Y (%)
1	4,411	0,2267	44,4871	22,4713
2	4,595	0,2176	25,0329	47,0076
3	5,190	0,1927	1,4160	5,0579
4	6,031	0,1658	0,0249	0,9354
5	6,254	0,1599	0,0025	0,0321
6	6,878	0,1454	0,0292	0,0093
7	7,082	0,1412	0,0003	0,0094
8	7,177	0,1393	0,2135	0,0094
9	7,335	0,1363	0,0013	0,0008
10	7,574	0,1320	0,0722	0,1647
11	7,708	0,1297	0,0290	0,1294
12	8,042	0,1243	0,0000	0,1832
13	8,067	0,1240	0,0722	0,0179
14	8,209	0,1218	0,9004	0,0013
15	8,222	0,1216	0,1067	0,0054
16	8,539	0,1171	0,0100	0,0020
17	8,563	0,1168	0,0023	0,0408
18	8,587	0,1165	0,0014	0,1465
19	8,621	0,1160	0,0056	0,0075
20	8,740	0,1144	0,0069	0,5035
21	8,806	0,1136	0,1843	0,2740
22	8,886	0,1125	0,3176	0,2743
23	8,906	0,1123	0,0006	0,0459
24	8,990	0,1112	0,1843	0,0140
25	9,058	0,1104	0,3590	0,0048
26	9,076	0,1102	0,0332	0,2305
27	9,255	0,1081	1,7413	0,0562
28	9,293	0,1076	0,0062	0,2305
29	9,509	0,1052	2,3150	0,0562
30	9,776	0,1023	0,0145	0,0955
31	9,854	0,1015	0,0022	0,5390
32	9,897	0,1010	0,5062	0,3760
33	10,047	0,0995	1,8448	0,0316
34	10,085	0,0992	2,6561	0,1437
35	10,156	0,0985	0,2500	0,0105
36	10,291	0,0972	0,1526	0,0375
37	10,504	0,0952	0,7058	0,2491
38	10,535	0,0949	0,3021	1,6326
39	10,581	0,0945	0,0007	0,2618
40	10,830	0,0923	0,0071	0,6215
41	10,868	0,0920	0,2213	0,0759
42	10,915	0,0916	1,0039	0,0024
43	11,092	0,0902	0,0300	0,4662
44	11,199	0,0893	0,0305	0,2180
45	11,230	0,0890	0,1676	0,3240
46	11,326	0,0883	0,0550	0,0025
47	11,389	0,0878	0,0007	0,0148
48	11,477	0,0871	0,0420	0,6668
49	11,526	0,0868	0,0422	0,9526
50	11,610	0,0861	0,0049	0,1308
MASSA MODALE PARTECIPANTE TOTALE			85,5961	84,7746

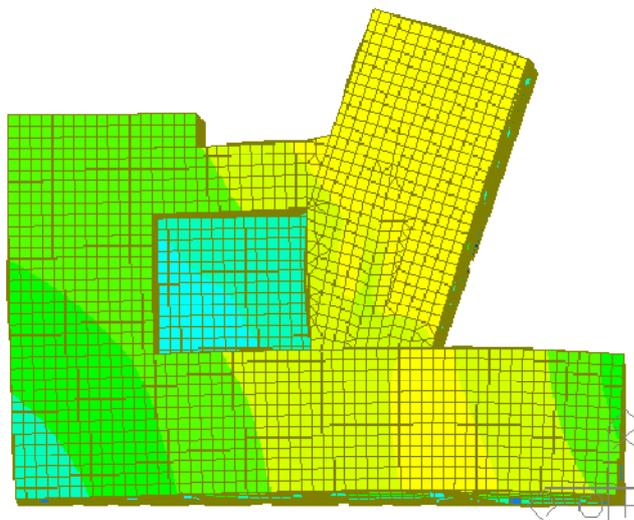
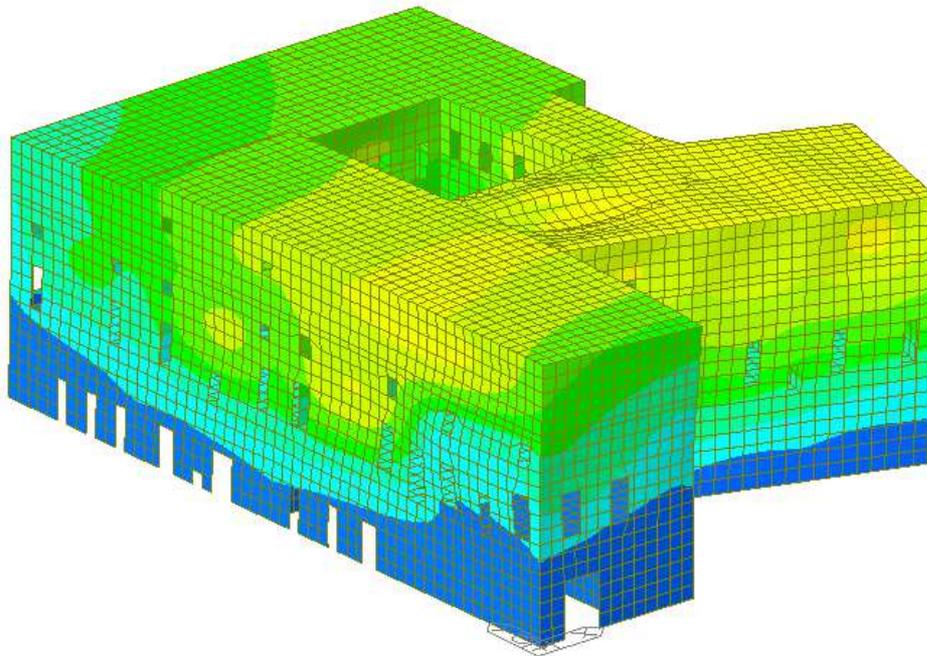
Di seguito si riporteranno i modi di vibrare più significativi, ma è necessario premettere che questa analisi modale è stata effettuata per due ipotesi di **configurazione** della struttura:

- A) ammassamento tra parete 1 (lato fossato tra Corte Nuova e Castello) e pareti ad essa ortogonali 2 e 3 (divisorie sala Manto-Capitani e sala Capitani-Marchesi)
- B) NON ammassamento tra parete 1 (lato fossato tra Corte Nuova e Castello) e pareti ad essa ortogonali 2 e 3 (divisorie sala Manto-Capitani e sala Capitani-Marchesi)

7.4.1 CASO A – Presenza di ammassamento

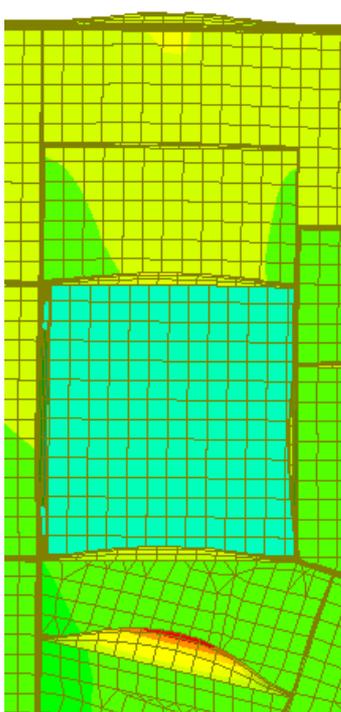
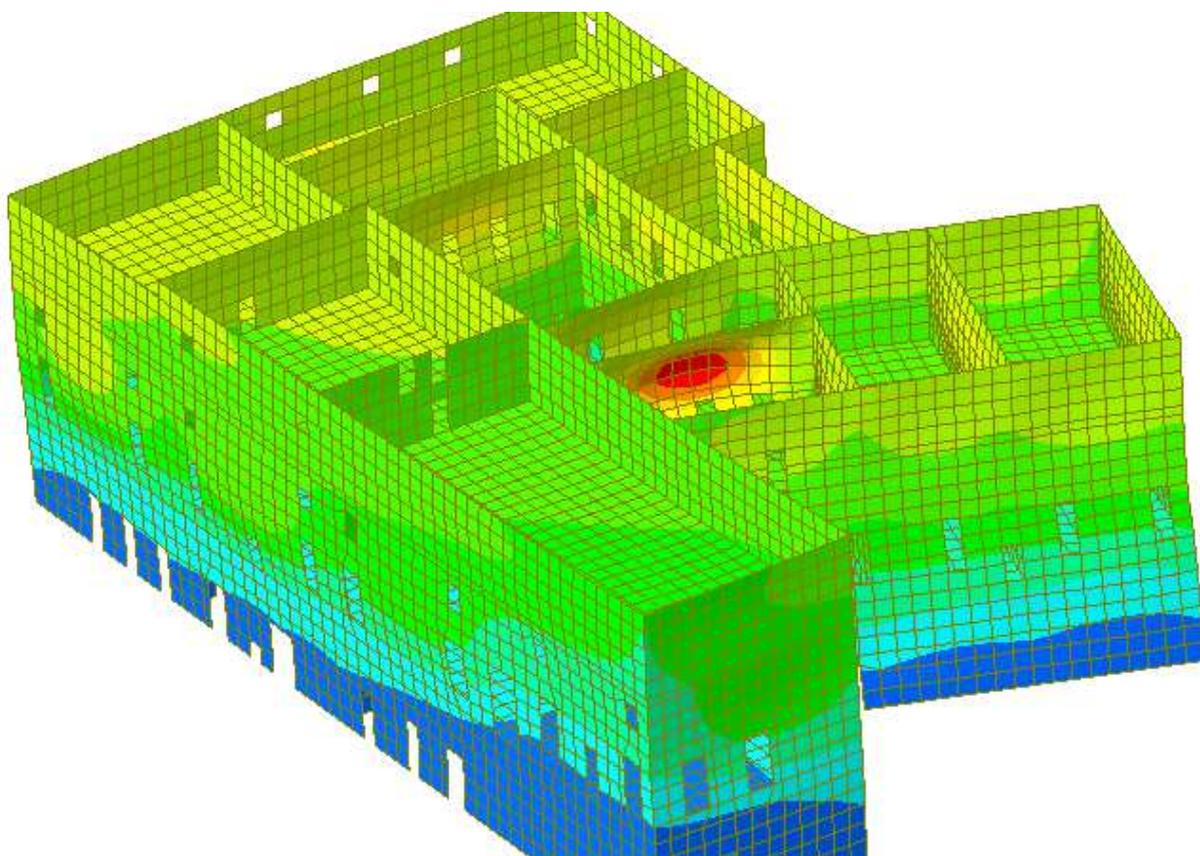
1° modo

Il primo modo di vibrare è quello che mobilita la maggiore massa in direzione X (PF-X=44.48%; PF-Y=22.47%)



2° modo

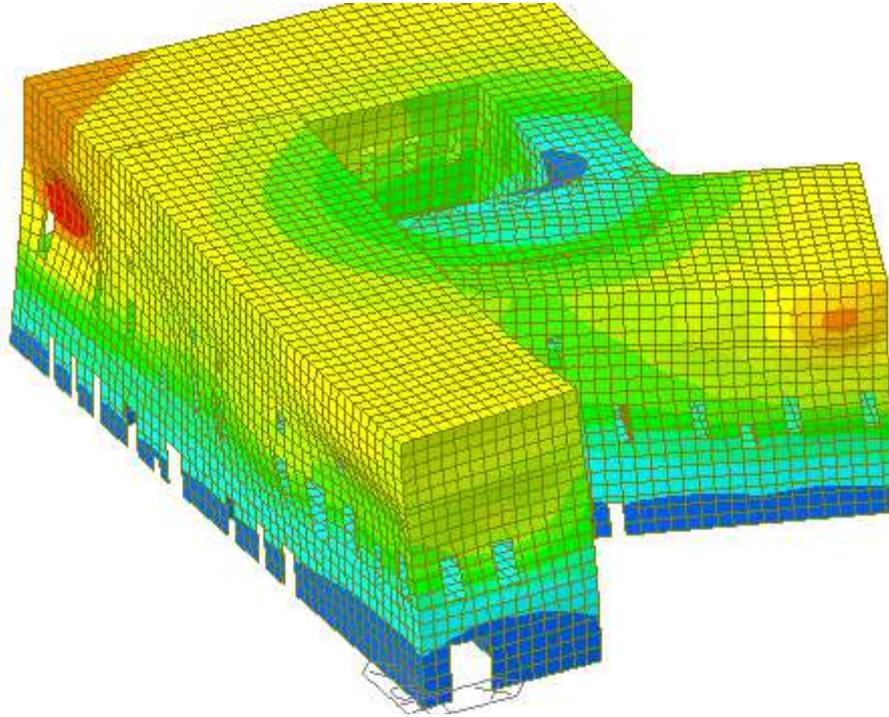
Il secondo modo di vibrare è quello che invece mobilita la maggiore massa in direzione Y (PF-X=25.03%; PF-Y=47.01%), ma soprattutto evidenzia la notevole vulnerabilità della parete del secondo livello tra le sale 17 e 18. Il modo di vibrare, uno dei prmissimi, agisce prevalentemente localmente sulla parete in questione, con evidente flessione fuori piano.



Particolare del secondo modo di vibrare che mette in rilievo come siano mobilitate tutte le quattro pareti in direzione Y della parte “centrale” dell’edificio: la flessione fuori piano si concentra soprattutto sulla prima solo per il suo minor spessore (36 cm).

3° modo

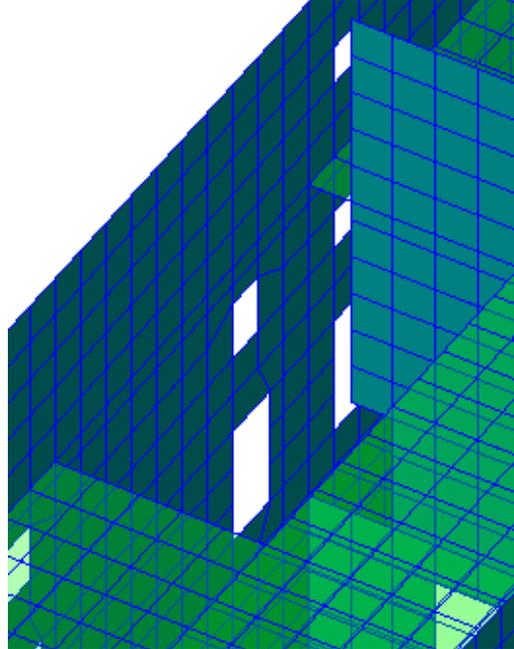
Con il terzo modo si passa già a masse mobilitate notevolmente inferiori (PF-X=1.42%; PF-Y=5.06%) e mostra la vulnerabilità al meccanismo di collasso fuori piano verticale della parete a primo piano di sala Marchesi.



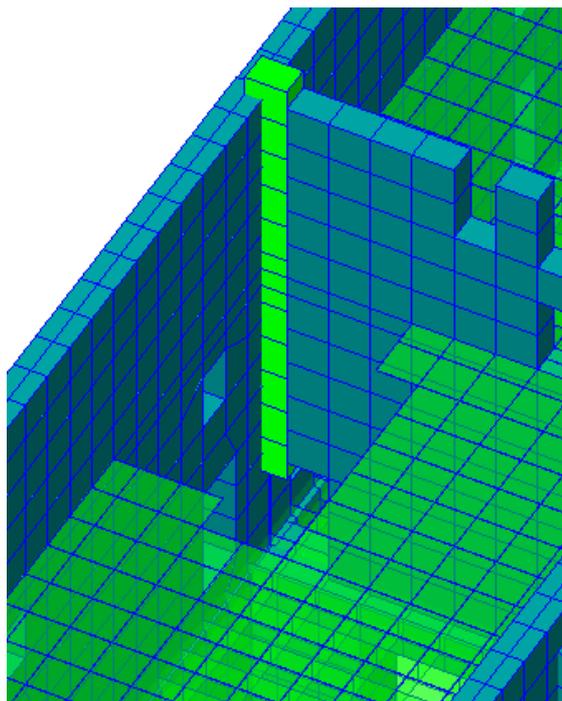
7.4.2 **CASO B – NON presenza di ammorsamento**

L'assenza di ammorsamento tra la parete longitudinale e le due ortogonali per il primo e secondo livello è stata resa tramite due diverse soluzioni:

- eliminando la fila di elementi shell che lega le due pareti tra loro ortogonali



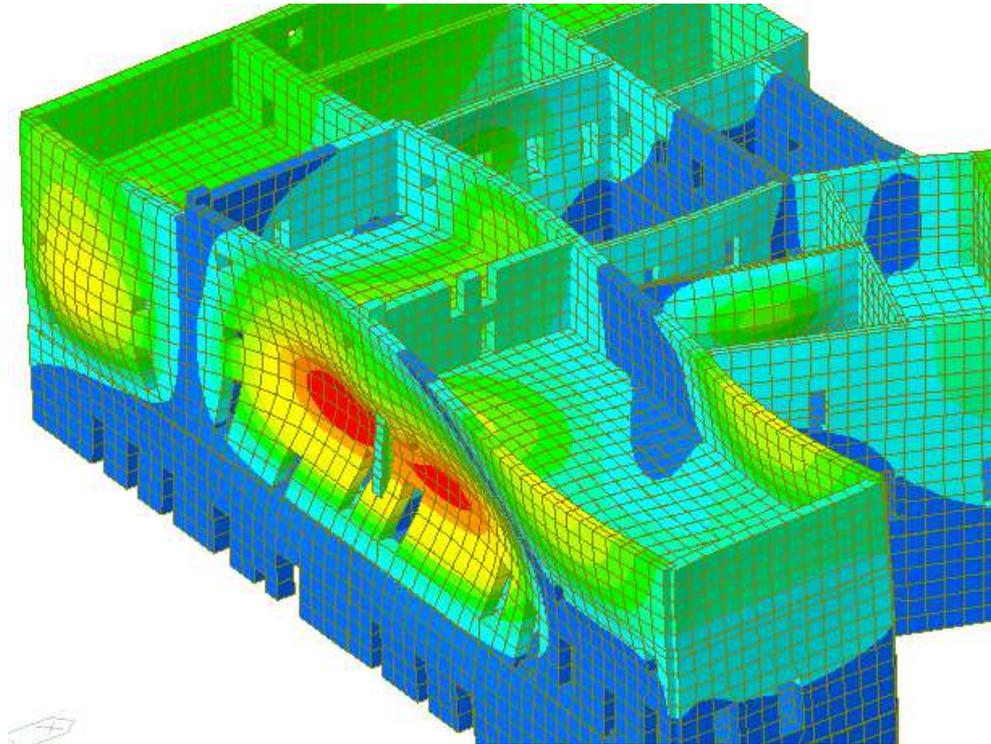
- sostituendo la fila di elementi shell che lega le due pareti tra loro ortogonali con dei beam fittizi di rigidezza assiale EA e flessionale EJ_{ZZ} “abbattuta”, cioè 100 volte minore a quella che avrebbero dei beam con modulo elastico pari a quello della muratura e area tale da simulare le dimensioni degli shell della parete che vanno a sostituire (tramite comando *Section Stiffness Scale*)



Le due soluzioni si equivalgono pienamente, i comportamenti della struttura che i vari modi di vibrare evidenziano sono risultati essere gli stessi nei due casi, per cui vengono riportati solo i modi di vibrare più significativi tramite un'unica tipologia.

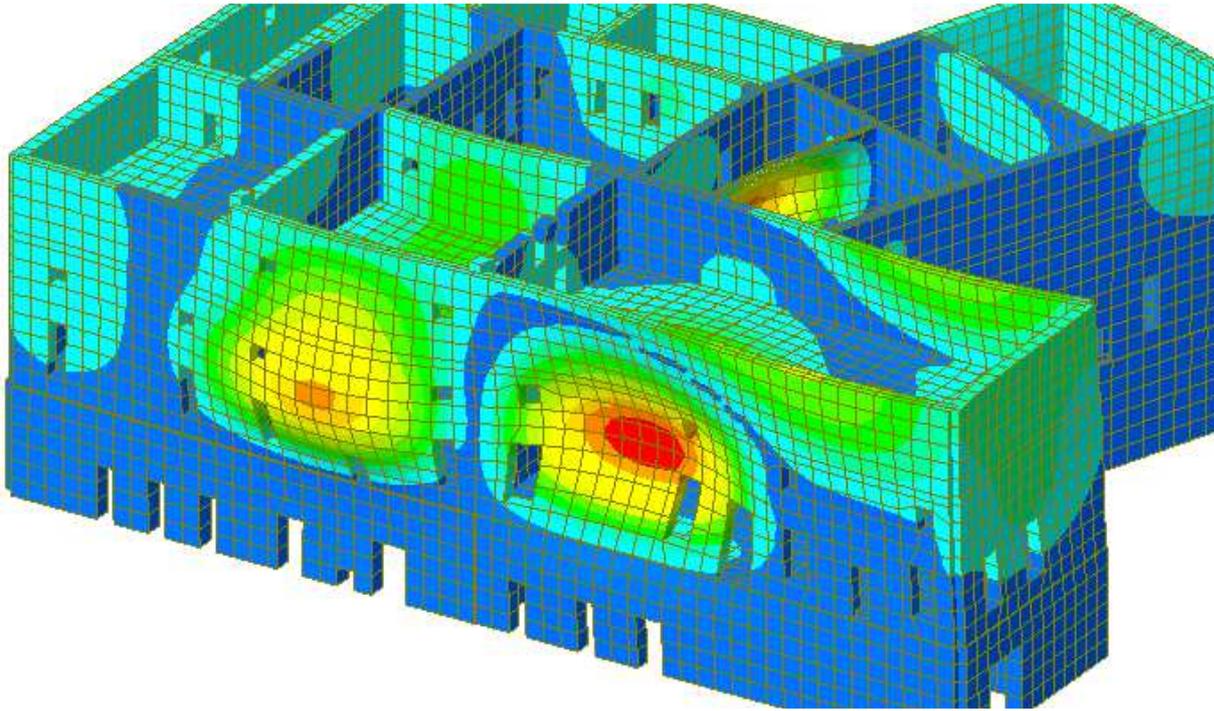
5° modo soluzione Beam fittizi

Il quinto modo di vibrare mette in evidenza quanto la parete 1, cioè la parete delle sale Manto-Marchesi abbia tendenza a un collasso per ribaltamento, verificato infatti al § 6.9.



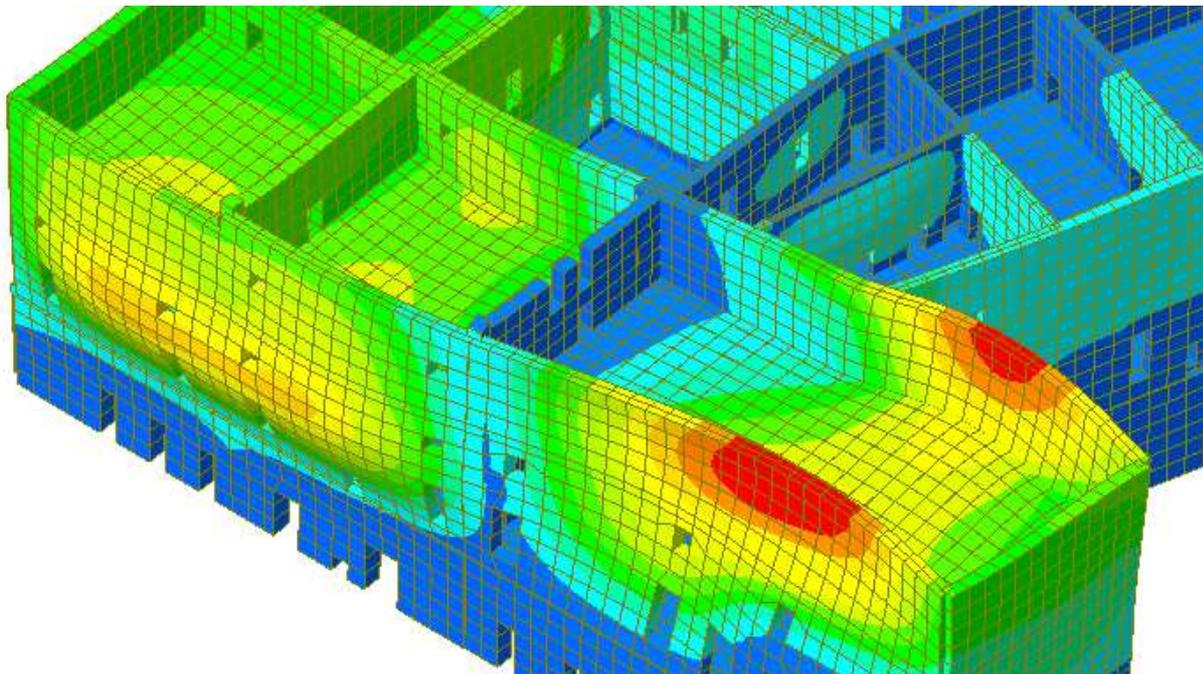
6° modo soluzione Beam fittizi

Anche questo modo di vibrare, pur movimentando una quantità di massa poco consistente, mette in risalto la tendenza delle porzioni di parete 1 a collassare per flessione verticale in caso di struttura soggetta a sisma.



3° modo soluzione Beam fittizi

Questo modo di vibrare è invece rilevante perché fa risaltare quanto la sopracitata parete 1 del “lato fossato” di Corte Nuova sia vulnerabile a un collasso per ribaltamento, verificato infatti in più configurazioni (parete monolitica, con parte di pareti ortogonali..) al § 6.9.



7.5 Parete divisoria Sala Manto e Sala Capitani: possibili cause lesione verticale

La parete in questione è la seguente:



Figura 7.18 – parete sala Manto

Immediatamente si nota la lesione verticale da cielo a terra presente nella parete a nord-est, visibile da entrambi i lati (fig.19). La parete ha spessore 0,76m ed è stata rilevata in muratura piena e malta di calce.

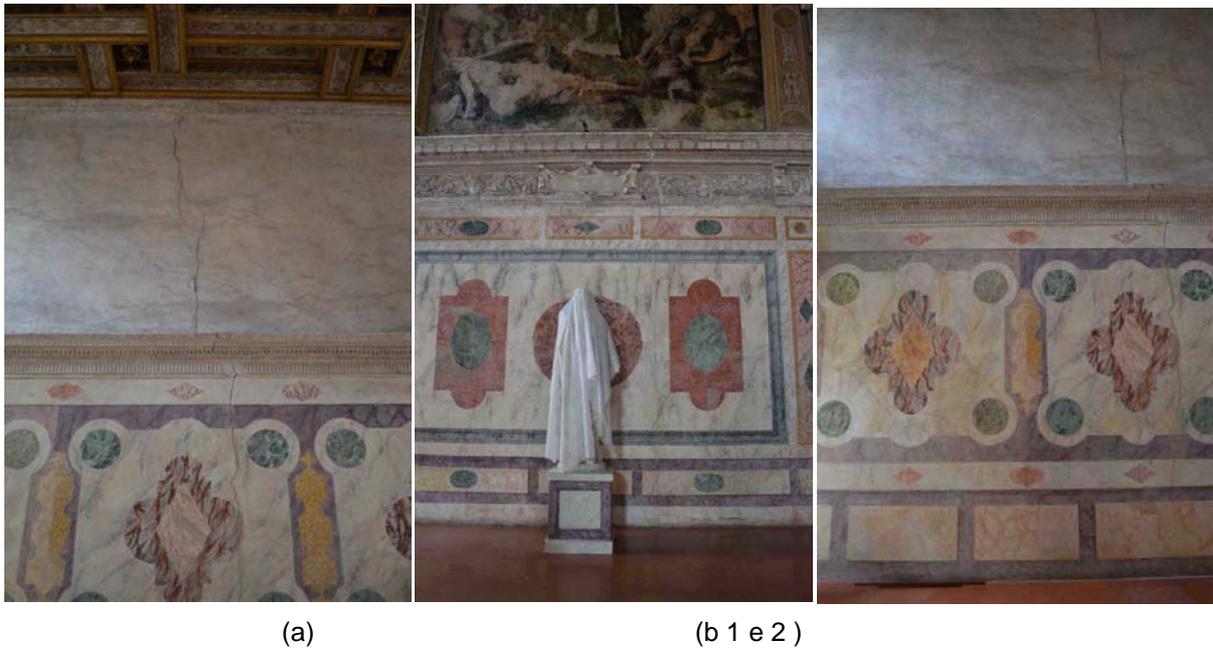


Figura 7.19 a,b – parete lato Manto e lato Capitani

Prosecuzioni di tale fessura sono rilevabili sia al piano terra (fig.20) sia nel sottotetto (fig. 21).



Figura 7.20



Figura 7.21

Si riportano ulteriori rappresentazioni dello sviluppo della lesione in esame attraverso una schematizzazione (fig.22) e un'ortofoto (fig.23) ottenuta tramite rilievo Laserscanner.

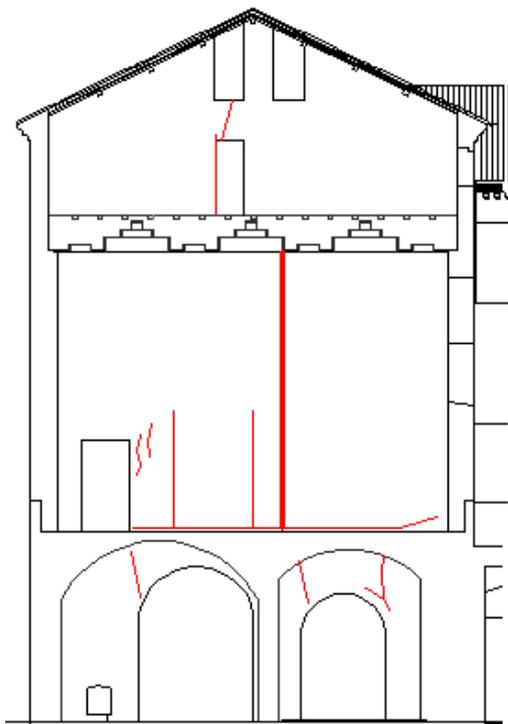


Figura 7.22 – sezione parete Sala Manto

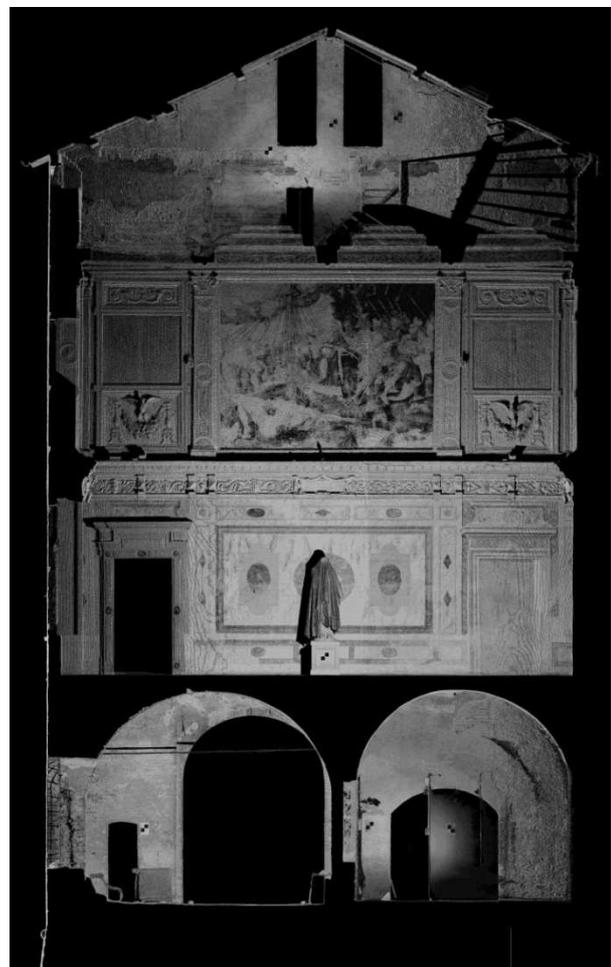


Figura 7.23 – ortofoto sezione parete Sala Manto

La fessurazione verticale, come detto, riguarda principalmente la parete di Sala di Manto al piano primo nell'ala denominata Corte Nuova, per la sua valenza storico-artistica e per l'altezza della parete stessa, 8.47 m su di uno spessore di 0.76 m. Al piano superiore essa sembra procedere per cigli paralleli (fig.24) ed interessa buona parte dell'altezza della parete, qui dai 4.05 m ai 7 m centralmente. Al piano terra invece la lesione è più contenuta e nella sua parte più evidente segue l'andamento ad arco dell'apertura sottostante (fig.25, parete di spessore 1.6 m e altezza 5.69 m).



Figura 7.24 – apertura della fessurazione a piano secondo



Figura 7.25 – fessurazione a piano terra

La lesione sicuramente era pregressa, ma l'evento sismico che ha interessato Palazzo Ducale nel maggio 2012 ne ha notevolmente aumentato l'entità, rendendo inagibile la zona in questione.

Ricercando le cause di una lesione così importante si sono ipotizzate due maggiori **concause**:

- Il cedimento delle fondazioni dei muri centrali e laterali a piano terra in seguito ad uno scavo o di un cedimento imputabile ad altre cause, per tutta la loro lunghezza o per tratti minori, sotto il blocco “sale di Manto-Capitani-Marchesi”
- Le spinte orizzontali alle pareti perimetrali dove insistono coperture e solaio primo piano, a livello sottotetto, sopra sala di Manto, dovute rispettivamente all'errata modalità di sostegno alle capriate, ed alle reticolari lamellari previste in un intervento degli anni '70 per reggere una quota parte del solaio del primo piano.

Infatti il venir meno dell'appoggio centrale alla parete potrebbe aver fatto sviluppare al suo interno un “meccanismo ad arco”, cioè una distribuzione delle tensioni nel piano secondo un arco resistente che spinge sui due rimanenti “appoggi”. Il meccanismo resistente sarebbe analogo a quello che si sviluppa nelle travi con elevato rapporto altezza-luce, come può qui essere circa di 8m/12,5m. Le trazioni che vengono quindi a svilupparsi sono in direzione orizzontale centralmente, cosa che giustificherebbe l'apertura della lesione in direzione verticale. (Fig.34). Se invece il cedimento globale fosse da deputare a una combinazione di cedimento centrale+ laterale il meccanismo resistente che si andrebbe a creare è descrivibile

come un puntone diagonale, che se poco inclinato rispetto all'orizzontale giustificherebbe comunque l'apertura di una lesione verticale.

Inoltre sarebbe plausibile l'incremento di tale fessura per causa delle spinte orizzontali definite sopra, che insistono al secondo piano sui muri perimetrali di sostegno alle coperture.

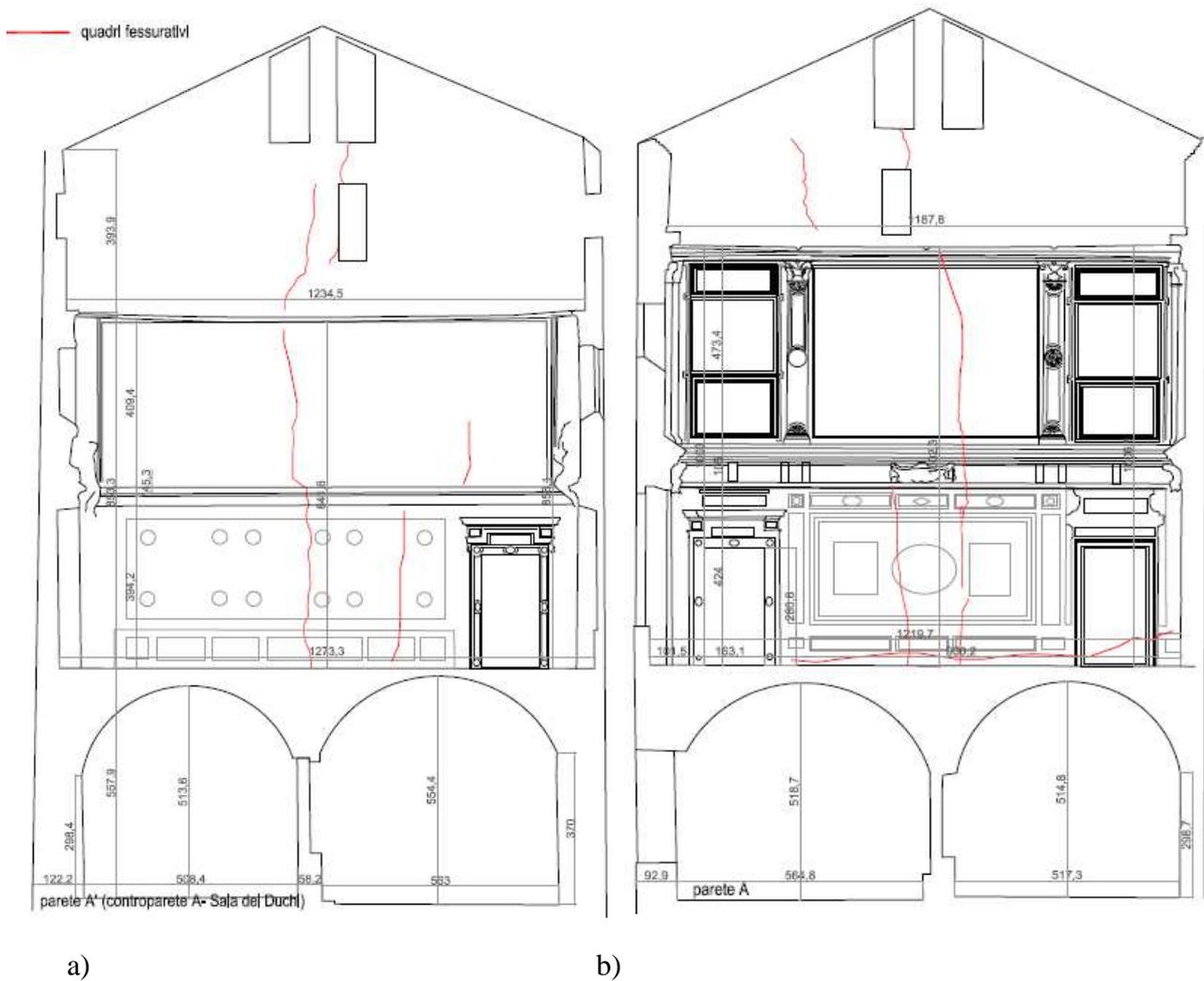


Figura 7.26 – Sezione con quadro fessurativo parete divisoria – a) lato sala Capitani b) lato sala Manto

7.5.1 SPINTE ORIZZONTALI CAPRIATE E RETICOLARI

A)

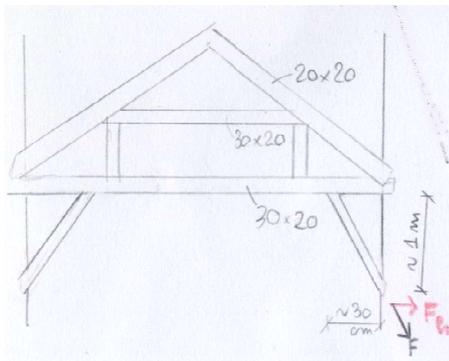


Figura 7.27 – schematizzazione e sostegno capriate

Le capriate presenti in questo ambiente, $L=27,5\text{m}$, sono 11 e data l'inclinazione di questi puntoni la componente di spinta orizzontale presa dai muri su cui le capriate gravano è pari a circa il 20% del peso delle coperture su ogni capriata.

$$P/\text{capriata} = 710 \text{ kN}/11 \text{ capriate} = 65 \text{ kN/capriata}$$

$$F_h = (65 \text{ kN}/2) * 0,02 = 6,5 \text{ kN/lato}$$

B)

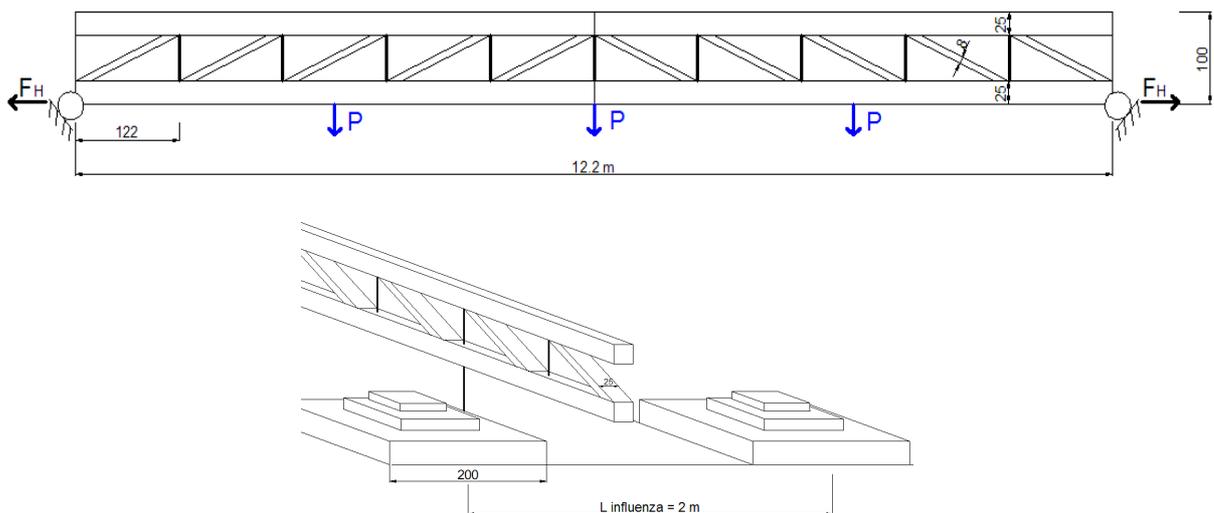


Figura 7.28 – schematizzazioni reticolare



Figura 7.29 – reticolare lamellare

Nel sottotetto sopra sala di Manto le travi reticolari di legno lamellare presenti sono 3 e hanno ciascuna un'altezza globale pari a 1 m e spessore di 25 cm e le diagonali di dimensioni 25x8cm. Lo schema statico utilizzato per calcolare le reazioni alle estremità è quello cerniera-cerniera in modo da rappresentare la situazione più gravosa per la struttura bloccando orizzontalmente entrambi gli estremi.

Il carico a cui è soggetta ogni reticolare è la quota parte di peso del controsoffitto cassettonato sottostante (vd. 7.3.2) corrispondente a 2 “file” di cassettoni (di dimensioni di ingombro in pianta circa 2mx2m), fig.27e fig. 29, suddivisa in 3 forze in quanto sono 3 i punti dove il controsoffitto è stato appeso.

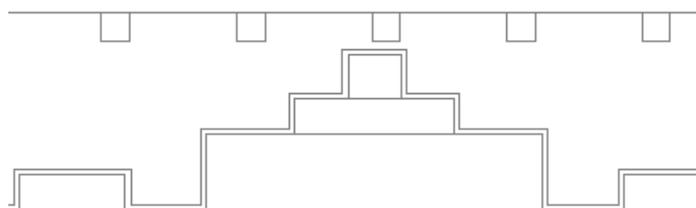


Figura 7.30

$$P_{\text{controsoffitto}/m^2} = 0,86 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{reticolare}} = (12\text{m} * 2\text{m}) * 0,86 \text{ kN/m}^2 = 20,6 \text{ kN}$$

$$P = 20,6/3 = 66,9 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_h/\text{lato} = 27,2 \text{ kN}$$

La spinta orizzontale risultante è stata calcolata tramite modello semplice a truss con Midas Gen, fig.31.

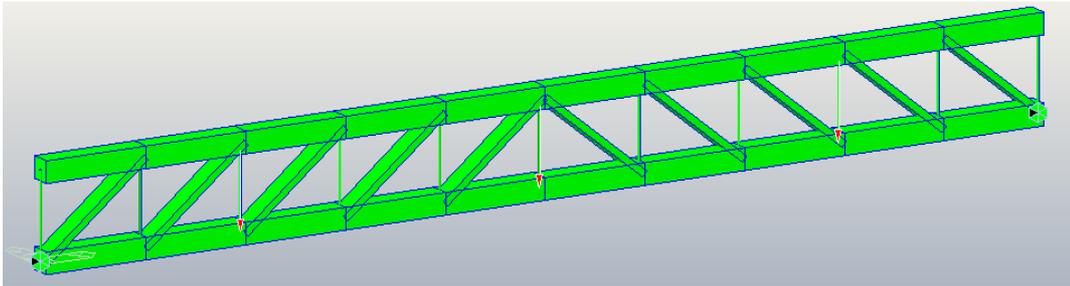


Figura 7.31

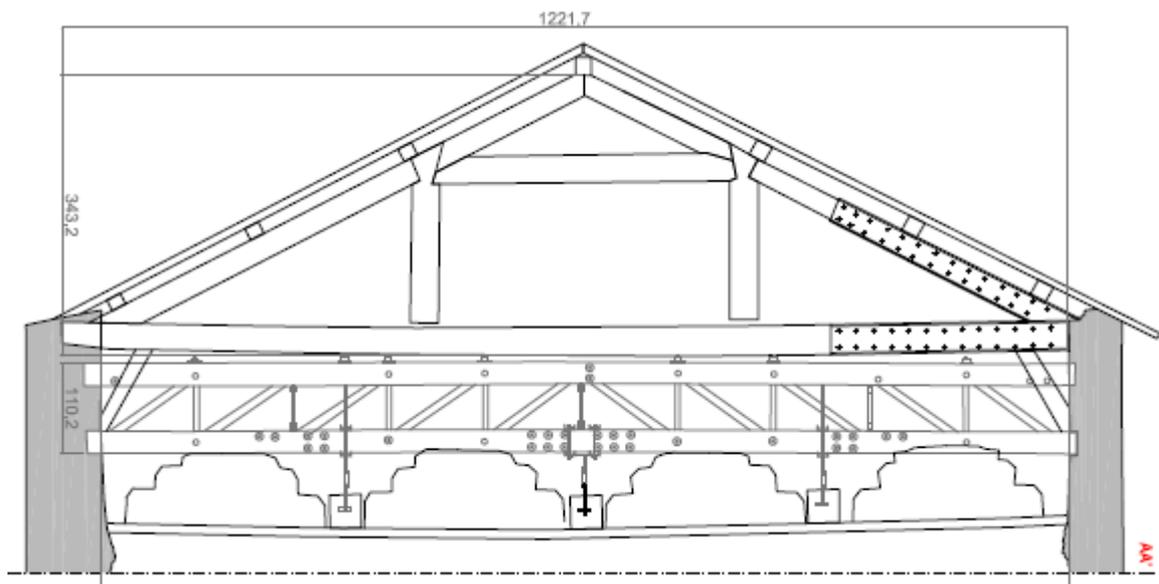


Figura 7.32 – sezione sottotetto sopra sala Manto

Si elencano ora le principali configurazioni di cedimenti ipotizzate per la spiegazione della lesione verticale.

7.5.2 1^a IPOTESI CEDIMENTI

CEDIMENTO MURO CENTRALE PIANO TERRA, AREA SOTTO SALA MANTO-CAPITANI-MARCHESI

Il muro su cui si ipotizza concentrato il cedimento descritto prima è il seguente, Y2 secondo la suddivisione degli allineamenti:

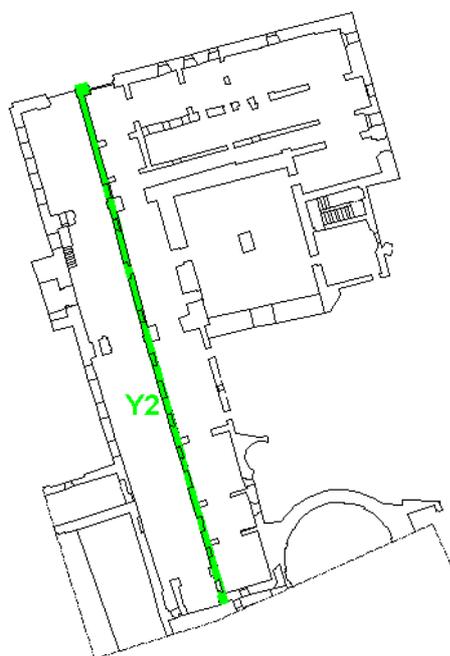


Figura 7.33

Come espresso precedentemente il venir meno dell'appoggio centrale alla parete potrebbe aver fatto sviluppare al suo interno un "meccanismo ad arco", cioè una distribuzione delle tensioni nel piano secondo un arco resistente che spinge sui due rimanenti "appoggi". Meccanismo resistente analogo a quello che si sviluppa nelle travi con elevato rapporto altezza-luce, come può qui essere circa di 8m/12,5m. Se le trazioni che vengono quindi a svilupparsi sono in direzione orizzontale centralmente, ciò giustificherebbe l'apertura della lesione in direzione verticale. (Fig.38)

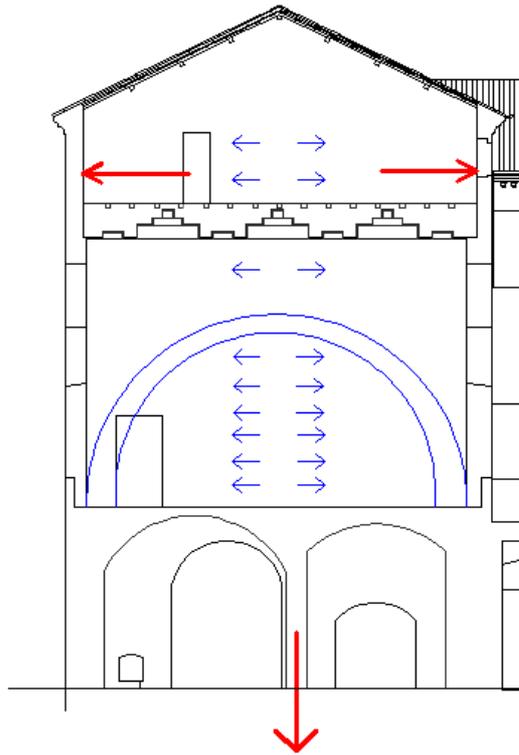


Figura 7.34 – ipotesi di meccanismo apertura lesione in direzione verticale

Tale cedimento nel modello a elementi finiti è stato reso tramite Load→Specified displacements, cioè un cedimento controllato in direzione Z, di base posto pari a 10cm, ma la cui entità è modulabile attraverso coefficiente nella combinazione dei carichi totale.

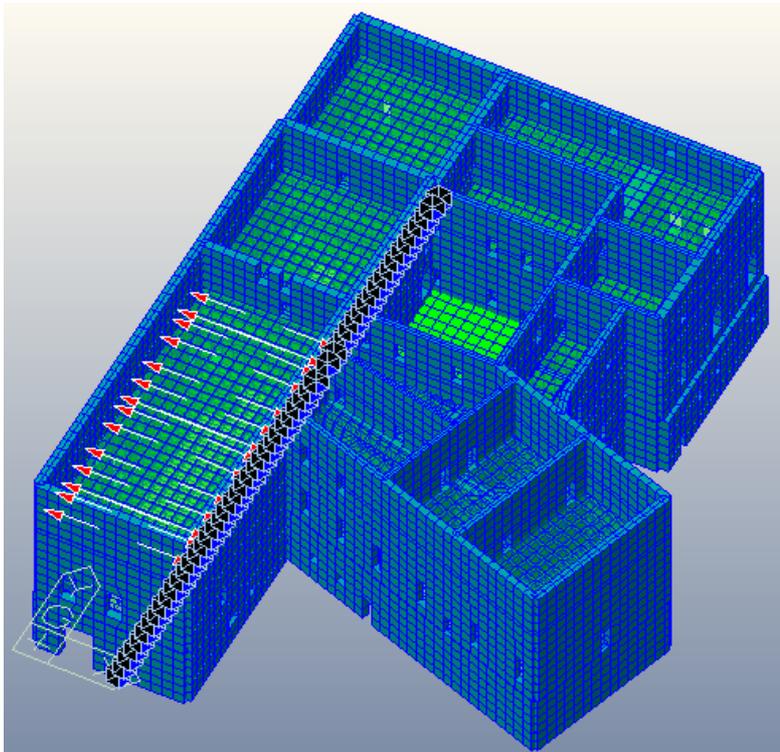


Figura 7.35 – aspetto globale del modello con evidenziati cedimenti imposti e F nodali orizzontali

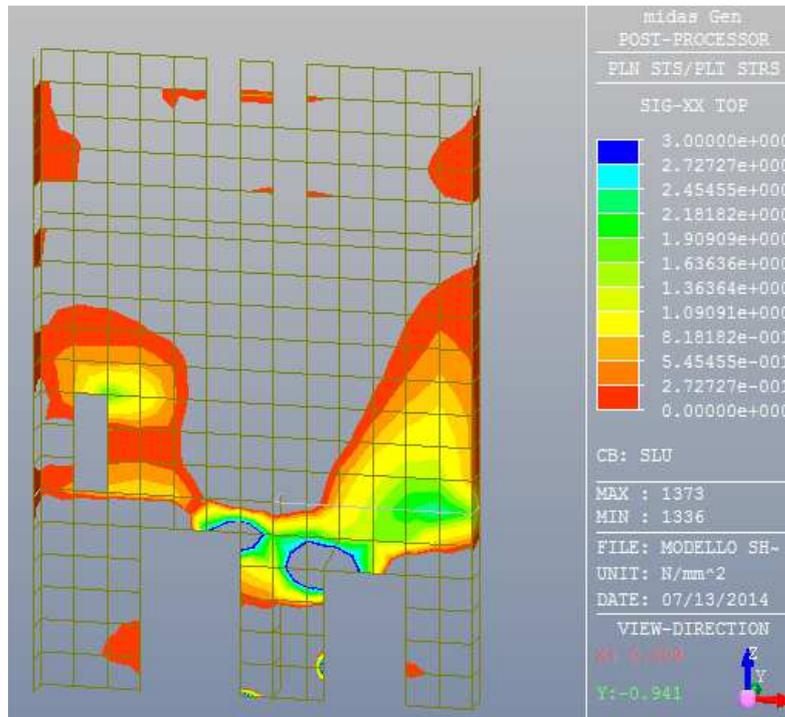


Figura 7.36 – σ_{xx} POSITIVE della sola parete divisoria, modello soggetto a combinazione SLU

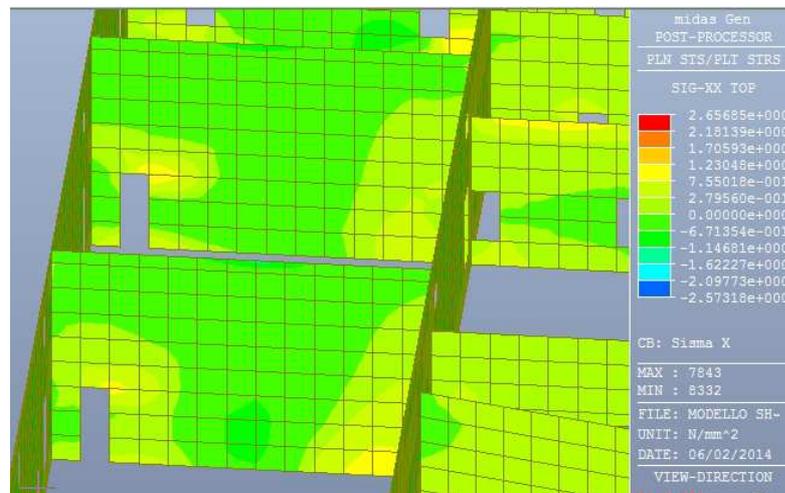
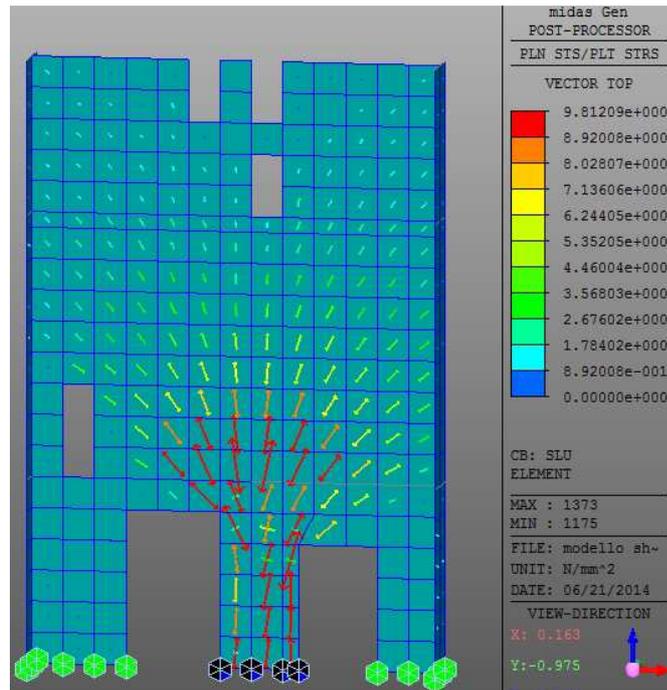


Figura 7.37 – σ_{xx} di trazione e compressione della sola parete divisoria, modello soggetto a combinazione di carichi SLU

Come si può notare con il modello che considera cedimento imposto ai vincoli alla base della parete Y2 (qui pari a 10 cm) e presenza delle forze orizzontali spingenti a livello di capriate e reticolari, la parete non presenta trazioni centrali come da meccanismo “ad arco” ipotizzato, bensì è soggetta a compressioni. La giustificazione plausibile a questo comportamento è la creazione di due puntoni diagonali dal maschio murario centrale alle estremità in seguito all’abbassamento imposto alla zona di appoggio centrale.

Ulteriore evidenza dell’inattendibilità dell’ipotesi si ritrova nei vettori delle tensioni principali positive riferiti alla parete:



Vettore tensioni POSITIVE = trazioni parete Manto piani 1° e 2°, soggetto a combinazione di carico totale - la direzione degli sforzi di trazione non è quasi orizzontale come da meccanismo “ad arco” ipotizzato, non giustificando quindi l’apertura di una frattura verticale al centro della parete.

7.5.3 2^a IPOTESI CEDIMENTI

CEDIMENTO MURO LATERALE CANI per lunghezza cortile Cani e CEDIMENTI DISTRIBUITI GRADUALMENTE LUNGO PARTI di PARETI DIVISORIE MANTO-CAPITANI e CAPITANI-MARCHESI

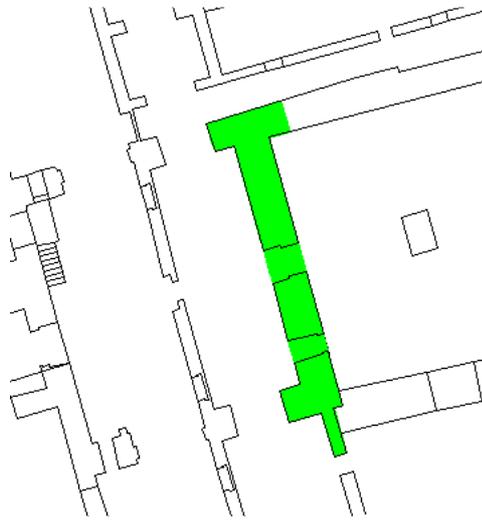


Figura 7.38 – lunghezza parete con cedimento imposto

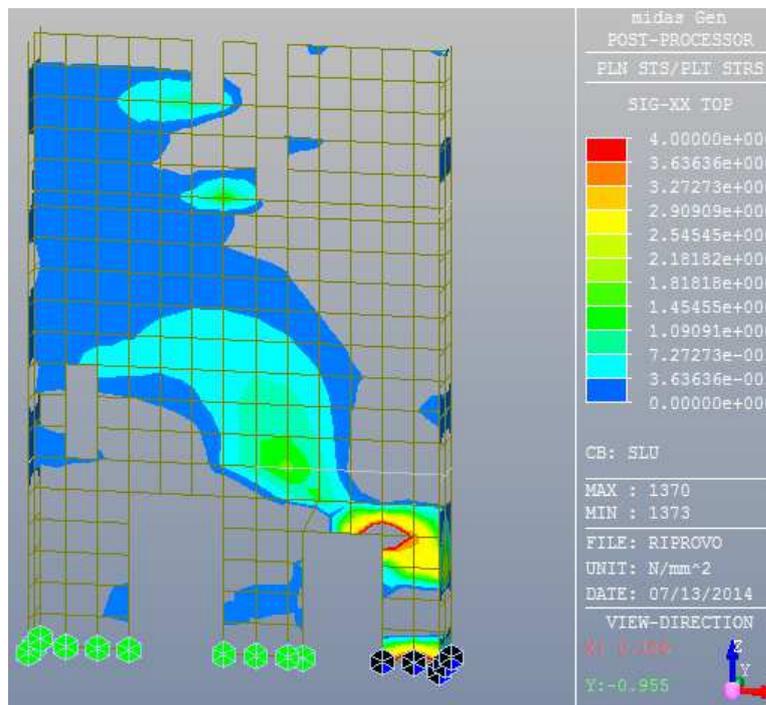


Figura 7.39 – σ_{xx} POSITIVE della sola parete, modello soggetto a combinazione SLU

Da questa combinazione di cedimenti e ipotesi di lunghezze di pareti coinvolte si ottiene una distribuzione di tensioni σ_{xx} positive differente da quella ricercata per motivare la particolare lesione, cioè con trazioni maggiori centralmente e per tutta l'altezza.

Comunque compatibile con la formazione della lesione centrale, ma non con il suo andamento verticale. (Evidenza comunque di cedimento parete lato Cani si ha nella documentazione fotografica dello svuotamento di Cortile cani a inizio 900 per la costruzione del suo nuovo solaio in calcestruzzo a piano terra).

Abbandonata l'ipotesi di cedimento concentrato sotto un'unica parete, si sono applicati secondo questa modalità:

- COSTANTI in senso longitudinale
- GRADUALI trasversalmente, trovato supporto a questa ipotesi nell'inclinazione del cedimento di una lesena (e della sua simmetrica) facente parte dell'apparato decorativo del primo piano, sala di Manto. I cedimenti centrale e laterale sono dunque stati imposti tali da mantenere l'inclinazione misurata di 1.3° . (Essa mostra quindi evidenza di un intervento che ha portato a un cedimento fondazionale).

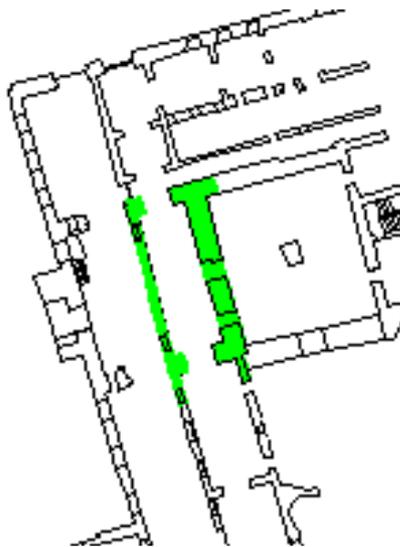




Figura 7.40 – Inclinazione cedimento lesene

7.5.4 3^a IPOTESI CEDIMENTI

CEDIMENTO MURO LATERALE CANI E CEDIMENTO MURO CENTRALE SOTTO SALA MANTO-CAPITANI ENTRAMBI per lunghezza cortile Cani, CEDIMENTI DISTRIBUITI COSTANTI IN LUNGHEZZA e F_h incrementate, TRASVERSALMENTE TALI DA MANTENERE INCLINAZIONE CEDIMENTO PARETE MANTO ($\alpha = 1.3^\circ$)



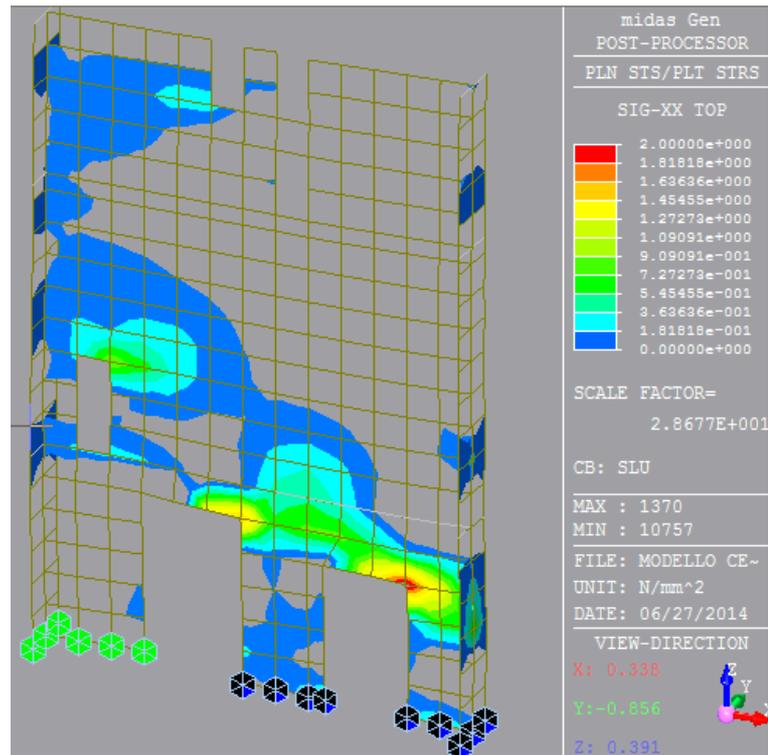
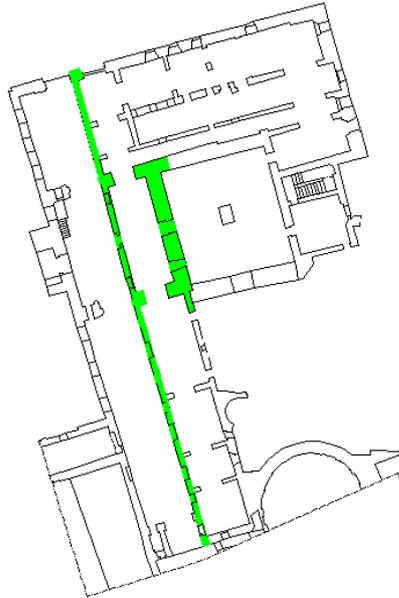


Figura 7.41 – σ_{xx} POSITIVE della sola parete, modello soggetto a combinazione SLU

Da questa combinazione di cedimenti e ipotesi di lunghezze di pareti coinvolte si ottiene invece una distribuzione di tensioni σ_{xx} positive ancora peggiore della precedente, in quanto la distribuzione delle trazioni sulla parete è incompatibile con la formazione della lesione centrale.

7.5.5 4^a IPOTESI CEDIMENTI

CEDIMENTO MURO LATERALE CANI per lunghezza cortile Cani E CEDIMENTO MURO CENTRALE SOTTO SALA MANTO-CAPITANI per tutta lunghezza, CEDIMENTI DISTRIBUITI COST IN LUNGHEZZA, Fh incrementate, TRASVERSALMENTE TALI DA MANTENERE INCLINAZIONE CEDIM PARETE MANTO ($\alpha = 1.3^\circ$)



Anche con questa combinazione di cedimenti e ipotesi di lunghezze di pareti coinvolte si ottiene una distribuzione di tensioni σ_{xx} positive molto lontana da quella che causerebbe le lesioni, fig.42.

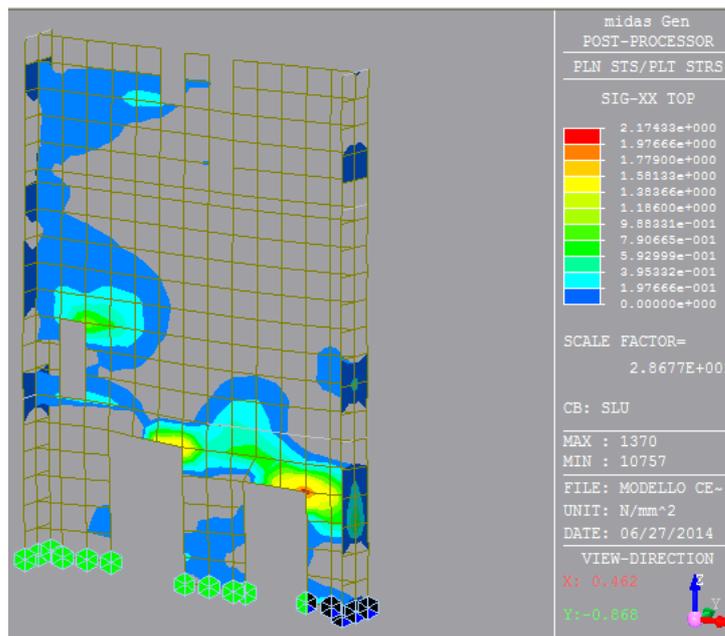


Figura 7.42 – σ_{xx} POSITIVE della sola parete, modello soggetto a combinazione SLU

7.5.6 5^a IPOTESI CEDIMENTI

CEDIMENTO MURO LATERALE CANI E CEDIMENTO MURO CENTRALE SOTTO SALA MANTO-CAPITANI SOLO NEI PRESSI PARETE DIVISORIA, CEDIMENTI DISTRIBUITI COST IN LUNGHEZZA, Fh incrementate, TRASVERSALMENTE TALI DA MANTENERE INCLINAZIONE CEDIM PARETE MANTO ($\alpha = 1.3^\circ$)

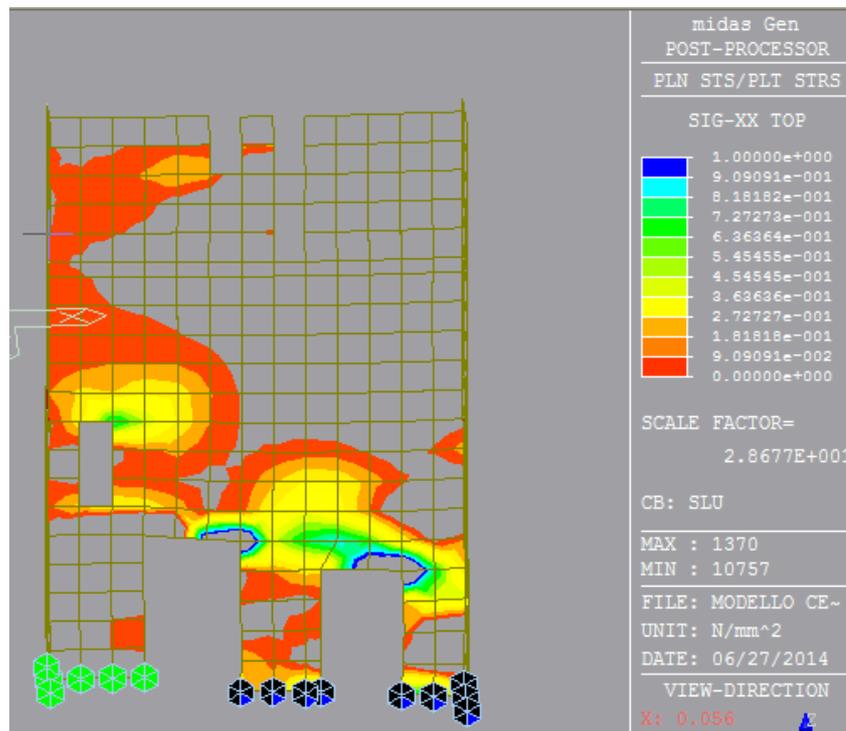
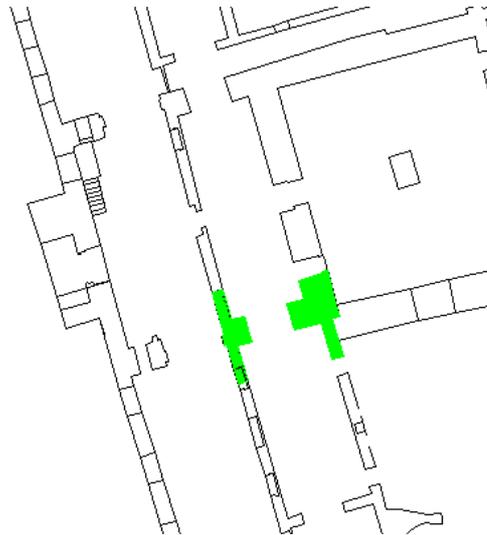


Figura 7.43 – σ_{xx} POSITIVE della sola parete, modello soggetto a combinazione SLU

Commento analogo al caso 7.5.5.

7.5.7 6^a IPOTESI CEDIMENTI: con NON AMMORSAMENTO con PARETE LATO FOSSATO

NON AMMORSAMENTO TRAMITE PARETI STACCATE (ma vincolo DY all'estremità parete divisoria)

CEDIMENTO MURO LATERALE e MURO CENTRALE SOTTO SALA MANTO-CAPITANI ENTRAMBI PER LUNGHEZZA CORTILE CANI, CEDIMENTI DISTRIBUITI COSTANTI IN LUNGHEZZA, TRASVERSALMENTE TALI DA MANTENERE INCLINAZIONE CEDIM PARETE MANTO ($\alpha = 1.3$)

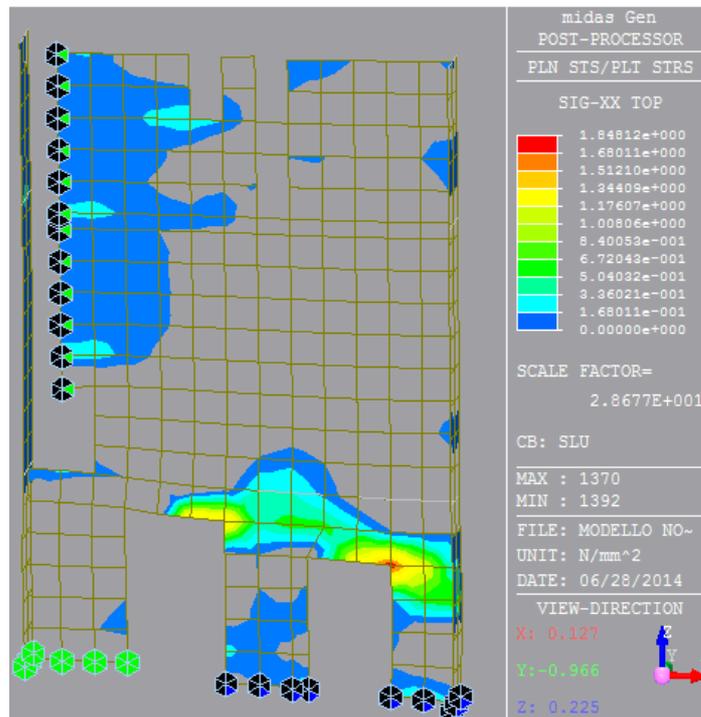
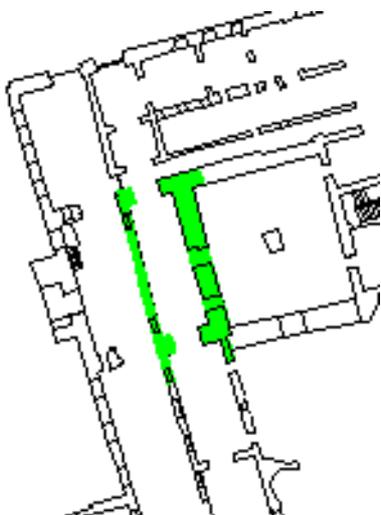


Figura 7.44 – σ_{xx} POSITIVE della sola parete, modello soggetto a combinazione SLU



L'ipotesi successiva verte sul caso sempre trattato in alternativa, cioè che le pareti tra loro ortogonali numero 1 (cioè con a sinistra il fossato) e le divisorie delle stanze Manto-Capitani-Marchesi non siano ben ammortate.

Da questa combinazione di cedimenti e ipotesi di lunghezze di pareti coinvolte si ottiene tuttavia una distribuzione di tensioni σ_{xx} positive che non può per niente giustificare la formazione verticale della lesione centrale.

7.5.8 7^a IPOTESI CEDIMENTI: con NON AMMORSAMENTO con PARETE LATO FOSSATO

NON AMMORSAMENTO TRAMITE PARETI STACCATE (ma vincolo DY all'estremità parete divisoria)

CEDIMENTO MURO LATERALE PER LUNGHEZZA CORTILE CANI E CEDIMENTO MURO CENTRALE SOTTO SALA MANTO-CAPITANI LUNGO TUTTA LUNGHEZZA MURO CENTRALE , CEDIMENTI DISTRIBUITI COSTANTI IN LUNGHEZZA, TRASVERSALMENTE TALI DA MANTENERE INCLINAZIONE CEDIM PARETE MANTO ($\alpha = 1.3^\circ$)

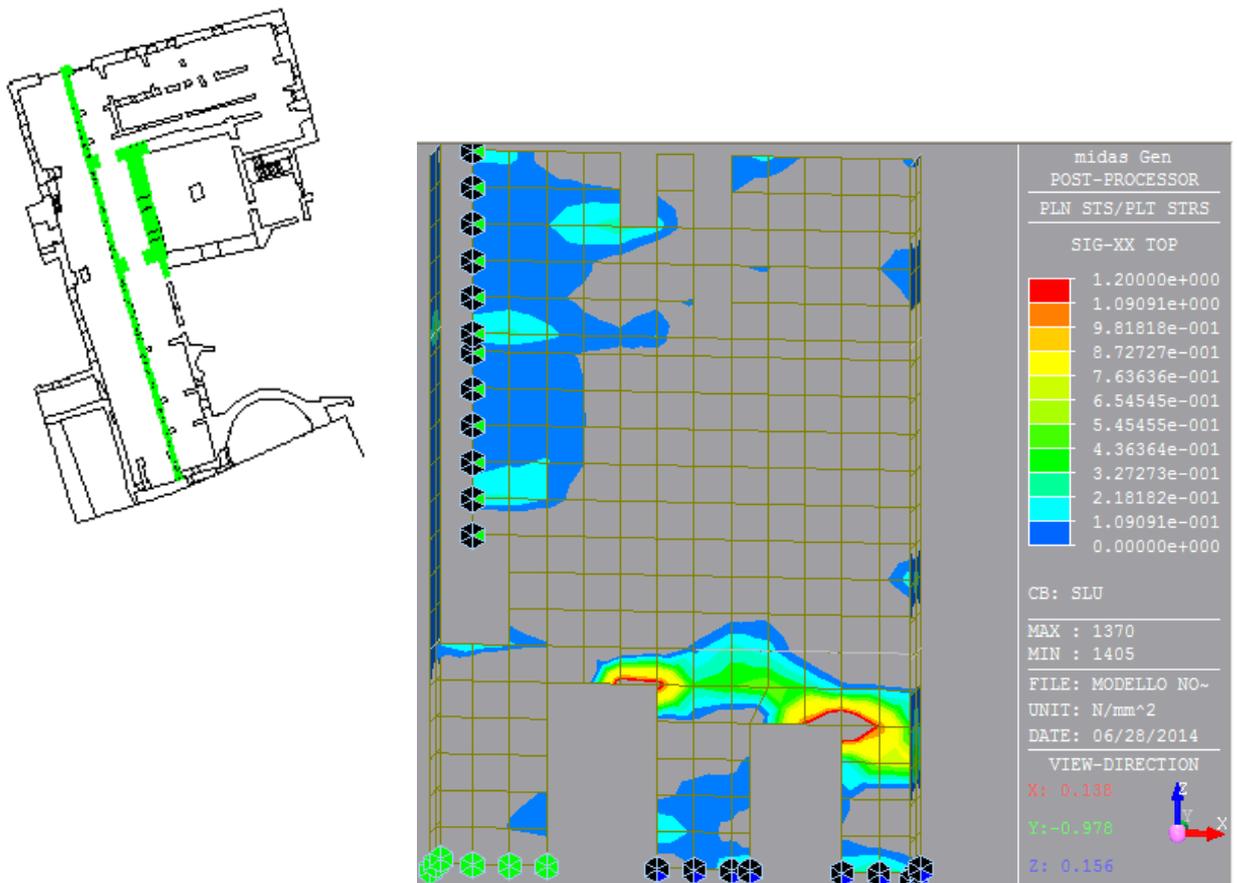


Figura 7.45 – σ_{xx} POSITIVE della sola parete, modello soggetto a combinazione SLU

7.5.9 8^a IPOTESI CEDIMENTI: con NON AMMORSAMENTO con PARETE LATO FOSSATO

NON AMMORSAMENTO TRAMITE PARETI STACCATE (ma vincolo DY all'estremità parete divisoria)

CEDIMENTO MURO LATERALE PER TUTTA LUNGHEZZA CORTILE CANI E CEDIMENTO MURO CENTRALE SOTTO SALA MANTO-CAPITANI SOLO NEI PRESSI PARETE DIVISORIA, CEDIMENTI DISTRIBUITI COSTANTI IN LUNGHEZZA, TRASVERSALMENTE TALI DA MANTENERE INCLINAZIONE CEDIM PARETE MANTO ($\alpha = 1.3^\circ$)

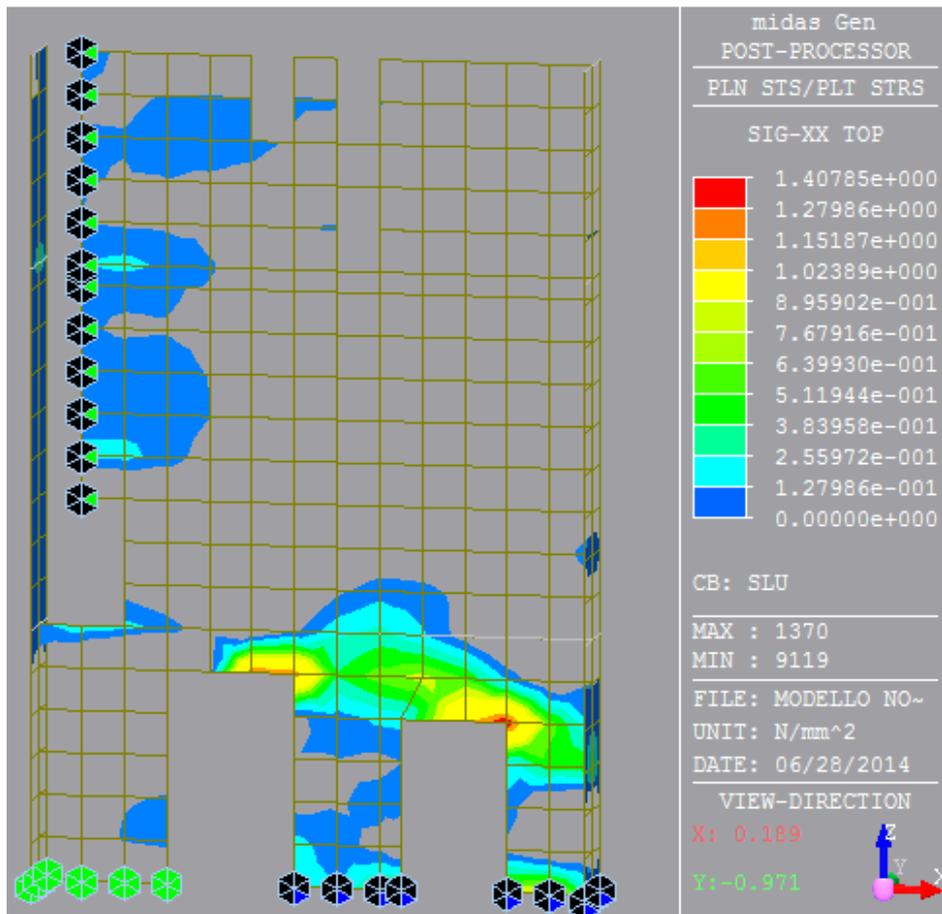


Figura 7.46 – σ_{xx} POSITIVE della sola parete, modello soggetto a combinazione SLU

7.5.10 9^a IPOTESI CEDIMENTI: con NON AMMORSAMENTO DA ENTRAMBI I LATI

NON AMMORSAMENTO TRAMITE PARETI STACCATE (ma vincolo DY alle estremità parete divisoria)

CEDIMENTO MURO LATERALE PER TUTTA LUNGHEZZA CORTILE CANI E CEDIMENTO MURO CENTRALE SOTTO SALA MANTO-CAPITANI SOLO NEI PRESSI PARETE DIVISORIA, CEDIMENTI DISTRIBUITI COSTANTI IN LUNGHEZZA, TRASVERSALMENTE TALI DA MANTENERE INCLINAZIONE CEDIM PARETE MANTO ($\alpha = 1.3^\circ$)

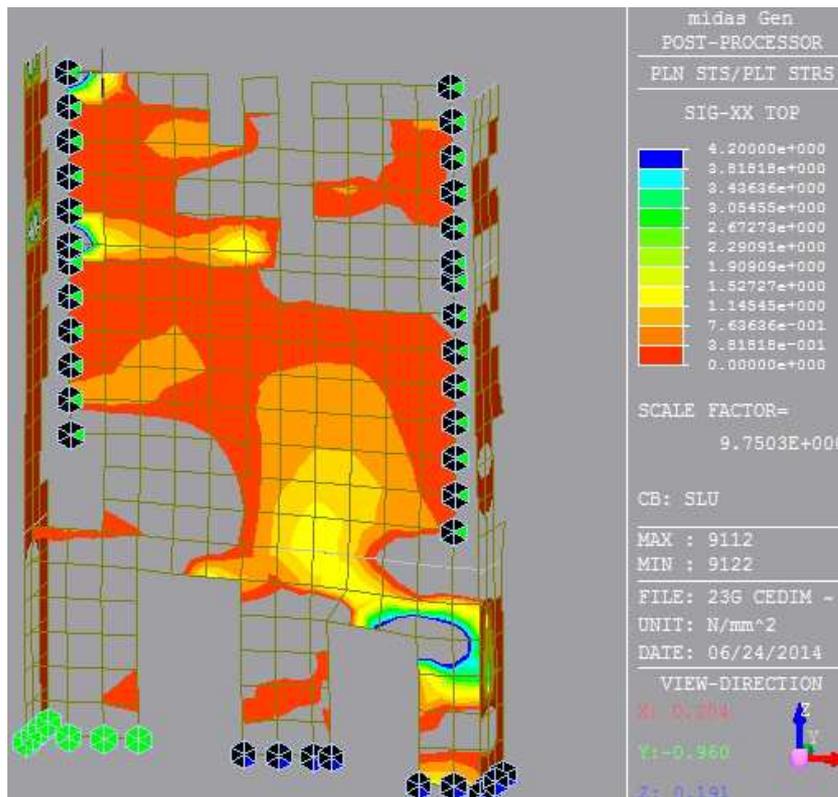
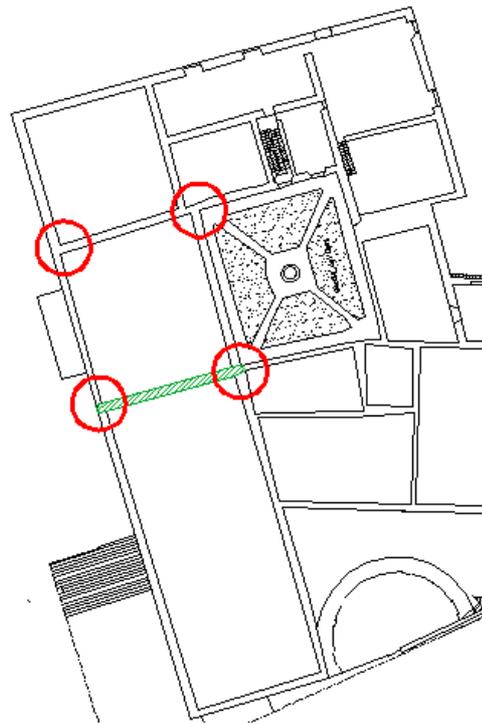


Figura 7.47 – σ_{xx} POSITIVE della sola parete, modello soggetto a combinazione SLU

L'ipotesi successiva verte su un caso ancora più peggiorativo riguardo la condizione di vincolo reciproco tra le pareti, cioè che le divisorie delle stanze Manto-Capitani-Marchesi ed **entrambe** le pareti ad esse ortogonali (alias paramento con a sinistra il fossato e paramento adiacente a Cortile Cani) non siano ben ammortate.

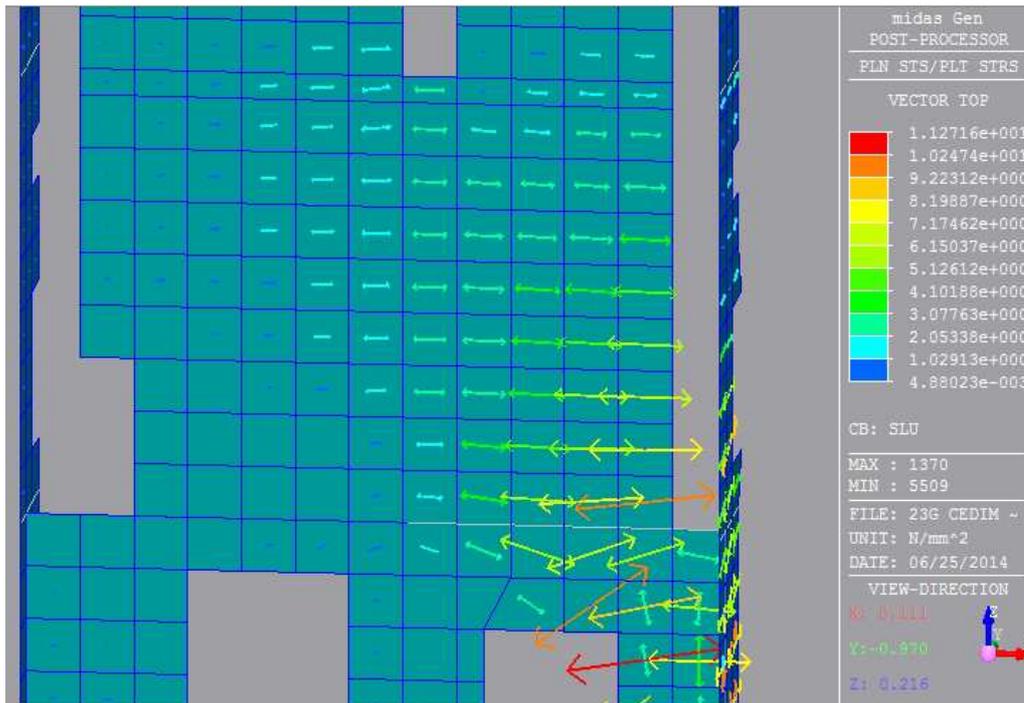
Si considera cioè fondata l'idea per la quale se la parete risulta non legata con la sua ortogonale in una estremità laterale non lo sarà neanche nell'altra estremità, essendo quindi da considerare solo addossata.

Da questa combinazione di cedimenti e ipotesi di lunghezze di pareti coinvolte si ottiene una distribuzione di tensioni σ_{xx} positive che si avvicina a giustificare la formazione verticale della lesione centrale.



Identificazione delle pareti non ammorzate reciprocamente

Particolare delle tensioni principali positive nella parete in questione:



7.5.11 9^a IPOTESI BIS CEDIMENTI: con NON AMMORSAMENTO DA ENTRAMBI I LATI

NON AMMORSAMENTO TRAMITE BEAM CON RIGIDEZZA ASSIALE E FLESSIONALE EIZZ ABBATTUTE

CEDIMENTO MURO LATERALE PER TUTTA LUNGHEZZA CORTILE CANI E CEDIMENTO MURO CENTRALE SOTTO SALA MANTO-CAPITANI SOLO NEI PRESSI PARETE DIVISORIA, CEDIMENTI DISTRIBUITI COSTANTI IN LUNGHEZZA, TRASVERSALMENTE TALI DA MANTENERE INCLINAZIONE CEDIM PARETE MANTO ($\alpha = 1.3^\circ$)

In alternativa al caso precedente si modella il non ammorsamento della parete in questione con le due ad essa ortogonali tramite la modalità alternativa, cioè il collegamento dei punti di estremità tramite beam fittizi con rigidità assiale e flessionale nella direzione orizzontale abbattute. Dalle figure seguenti ci nota l'analogia completa con i risultati del caso precedente.

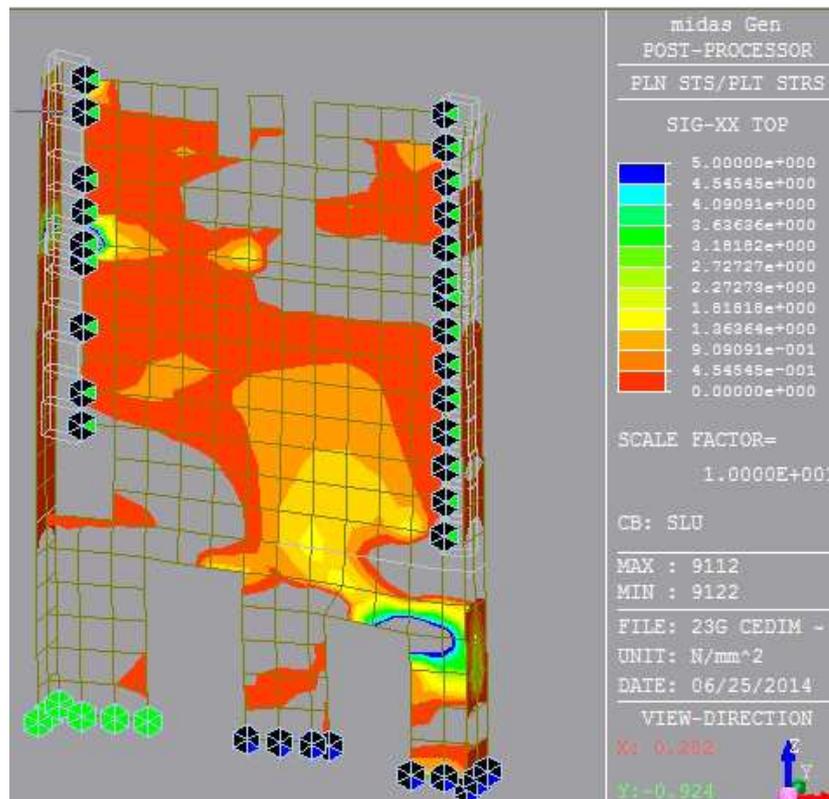
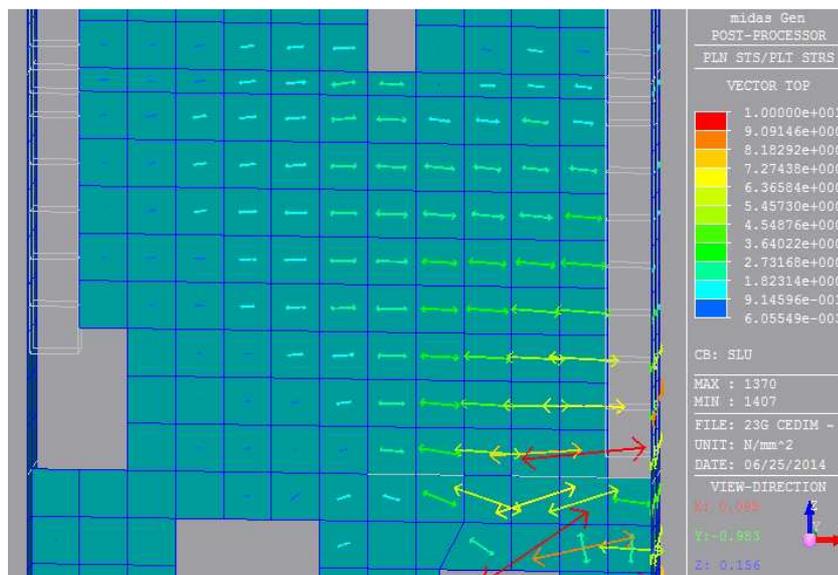


Figura 7.48 – σ_{xx} POSITIVE della sola parete, modello soggetto a combinazione SLU

Particolare delle tensioni principali positive nella parete in questione:



7.5.12 10^a IPOTESI CEDIMENTI: SEMPLIFICAZIONE DI PARETE ISOLATA

Vengono infine ricercate le tensioni σ_{xx} ottenute sul modello della singola parete in questione, senza vincoli che simulino l'ammorsamento col resto di Corte Nuova, sempre con l'ipotesi di cedimento differenziale delle fondazioni della parete. Il cedimento imposto dei vincoli del maschio murario a destra è in rapporto con quello del maschio centrale tale da mantenere trasversalmente l'inclinazione del cedimento della lesena a piano primo, cioè $\alpha = 1.3^\circ$.

Sono inoltre applicate le forze orizzontali corrispondenti alla componente orizzontale delle spinte dei puntoni che reggono le capriate e delle reticolari, a livello del sottotetto. (76,3 kN per lato)

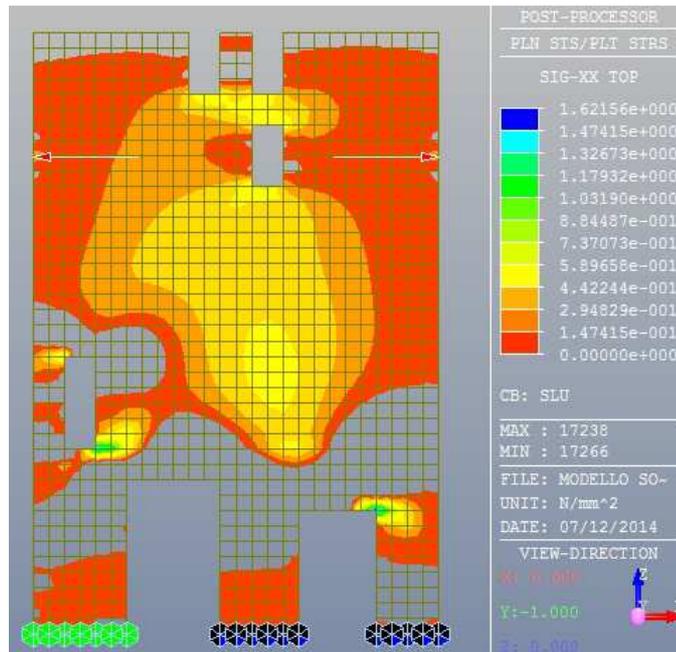


Figura 7.49 – σ_{xx} POSITIVE della parete isolata, modello soggetto a combinazione SLU

Si nota che con tale combinazione di cedimenti la parete è soggetta a trazioni, di valore maggiore centralmente, la cui distribuzione è compatibile con la formazione della lesione verticale circa al centro della parete.

Dalla visualizzazione delle tensioni principali a livello di singolo elemento (mesh 0.5m x 0.5m) si ricava che la direzione degli sforzi principali di trazione è effettivamente quasi orizzontale come da meccanismo “ad arco” ipotizzato, ed in questo modello **semplificato** viene quindi giustificata l’apertura di una frattura verticale centrale nella parete.

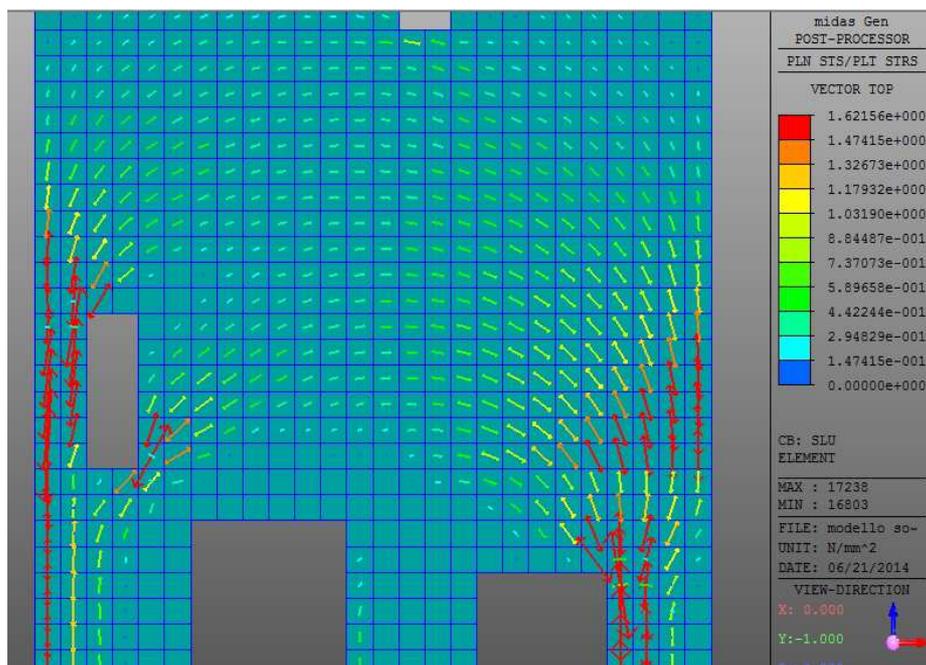


Figura 7.50 – tensioni principali POSITIVE della parete isolata,, modello soggetto a combinazione SLU

8 CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi ha avuto come obiettivo la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio a elevato valore storico e artistico, Corte Nuova in palazzo Ducale, richiedente quindi specifiche considerazioni preliminari, particolari analisi per la valutazione della sicurezza sismica ed interventi progettati ad hoc.

Le linee guida per effettuare questi stadi si ritrovano, specificatamente per la muratura, nella Direttiva 9 Febbraio 2011, che consigliano appunto un percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e progettazione degli eventuali interventi, concettualmente analogo a quello previsto per le costruzioni non tutelate, ma adattato alle peculiarità del patrimonio culturale/artistico.

Seguendo tali indicazioni si è inquadrato lo stato di fatto del manufatto, le proprietà dei materiali costitutivi ed i rapporti costruttivi tra le sue parti; si è poi determinata l'azione sismica a cui potrà essere soggetta Corte Nuova.

Si è poi svolta un'analisi qualitativa di tipo LV1 dell'intera Corte Nuova, secondo quattro possibili ipotesi di sua estensione. Tale verifica prevede l'utilizzo di metodi semplificati relativi alle categoria del manufatto e permette di valutare un indice di sicurezza sismica I_s . Questo verrà utilizzato in una graduatoria di vulnerabilità sismica degli edifici tutelati del territorio e ha permesso di valutare già, pur con le dovute approssimazioni, se la struttura fosse o meno in grado di sopportare l'azione sismica di riferimento del sito; con riferimento alle porzioni più estese, e confrontabili, Corte Nuova 1 e 2 si nota come il secondo piano presenti dei coefficienti maggiori rispetto al piano terra e al primo, i quali assumono valori circa uguali, e come l'ultimo livello risulti l'unico sempre verificato. Per tutti e quattro i casi di LV1 la vulnerabilità sismica maggiore tra le due direzioni si ha al primo piano.

Sono poi stati introdotti i meccanismi di collasso locali e individuati i possibili a seconda del quadro fessurativo esistente e dei macroelementi evidenziati come vulnerabili dall'analisi modale, concentrandosi su ribaltamenti e flessioni verticali: le analisi cinematiche lineari svolte (e non lineare in un caso) non sono state soddisfatte nella quasi totalità dei casi.

Si è quindi dovuto proporre un intervento di adeguamento, poco invasivo in relazione alla valenza storica del Palazzo Ducale su cui è ovviamente presente il vincolo architettonico, consistente nell'introduzione di opere di tirantatura a livello di copertura e/o di pavimento del primo livello. Questo migliora il comportamento strutturale dell'edificio notevolmente, è infatti in grado di evitare l'innescò dei meccanismi di collasso delle murature che comprometterebbero l'intera staticità dell'edificio.

Come altro metodo di valutazione del comportamento sismico del manufatto si è proceduto a realizzarne un modello tramite elementi finiti shell, eseguendo prima analisi statiche con solo peso proprio e poi modali (primo passo per poi effettuare la dinamica lineare). Queste sono servite sia per evidenziare alcune criticità dell'edificio sottoposto ad azioni sismiche,

soprattutto a livello locale, sia per ricercare le cause di una particolare lesione presente nella parete nord-est di sala di Manto.

Il caso studio è stato quindi esempio di come la valutazione del rischio sismico a cui è soggetto un edificio di valore storico-artistico sia legata indissolubilmente:

- alla fase di conoscenza dell'edificio, perché da essa dipende:

- attribuzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali
- individuazione della configurazione geometrica e costruttiva (→ carichi) e del livello di vincolo reciproco tra le pareti
- Individuazione dello stato di danno e quindi di vulnerabilità locali
- individuazione dei possibili meccanismi di collasso
- progettazione intervento adeguato al miglioramento sismico

- all'utilizzo in modo opportuno dei metodi di valutazione di vulnerabilità di diverso livello per:

- Analisi LV1: per una prima valutazione del livello di sicurezza
- Analisi Modale: trovare evidenza dei possibili cinematismi di collasso individuati
- Analisi dei meccanismi di collasso: per evidenziare vulnerabilità locali
- Analisi Elastica Lineare: per rilevare vulnerabilità e concentrazioni di tensione anche al fine di ipotizzare possibili cause dei quadri fessurativi (in prima approssimazione)
- Analisi Non Lineari: per approfondimenti sulle zone maggiormente vulnerabili e per un riscontro sulle ipotesi prima fatte sull'origine dei quadri fessurativi

9 APPENDICE: NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il lavoro di tesi è stato condotto in ottemperanza alla Normativa Nazionale Italiana attualmente in vigore, in particolare seguendo:

[A.1] **D.M. 14/01/08** Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni:

- § 4.5 Costruzioni di muratura
- § 8 Costruzioni esistenti
- § 3.2 Azione sismica

[A.2] **Circ. Min. Infrastrutture 02/02/09, n.617** – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

[A.3] **Direttiva P.C.M. 09-02-2011** “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 14-01-2008” (NON riportate a seguire)

A.1.1 (§ 4.5 NTC – D.M.14/01/08) COSTRUZIONI DI MURATURA

Questo capitolo si occupa delle strutture di nuova costruzione in muratura, definite come costruzioni con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura in grado di sopportare azioni verticali e orizzontali, collegati tra loro da strutture di impalcato orizzontali ai piani ed eventualmente inclinate in copertura, e da opere di fondazione.

Materiali e caratteristiche tipologiche

Malte

Le malte devono, secondo quanto indicato al punto A del § 11.1, essere dotate di marcatura CE, prevista dalla Direttiva 89/106/CEE “Prodotti da costruzione” (CPD), recepita in Italia dal DPR 21/04/1993 n.246 (come modificato dal DPR 10/12/1997 n.499). il sistema di attestazione di conformità deve essere come riportato in tabella:

Tabella 11.10.II

Specifica Tecnica Europea di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali	2+

La durabilità è garantita dall'assenza in miscela di sostanze organiche, grassi, sostanze terrose o argillose. Le calci aeree e le pozzolane impiegate devono rispondere ai requisiti delle norme vigenti.

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite in base alla sua resistenza media a compressione f_m . La categoria di appartenenza di una malta è identificata dalla lettera M seguita da un numero che indica proprio la f_m in N/mm^2 . Le categorie utilizzabili per realizzare una muratura portante sono quelle riportate in tabella:

Tabella 11.10.III - Classi di malte a prestazione garantita

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm^2	2,5	5	10	15	20	d
d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm^2 dichiarata dal produttore						

Elementi resistenti in muratura

Si distinguono in elementi artificiali o naturali.

A) Elementi artificiali

Per gli elementi resistenti artificiali da impiegare con funzione resistente si applicano le prescrizioni al § 11.10.1. Possono essere dotati di fori perpendicolari (foratura verticale) o paralleli (foratura orizzontale) al piano di posa e possono essere rettificati su tale superficie. La loro classificazione avviene in base alla percentuale di foratura ϕ e all'area media della sezione normale del singolo foro f . I fori di regola sono distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento. La percentuale ϕ si definisce come:

$$\phi = 100 F/A$$

dove F è l'area complessiva delle sezioni normali dei fori passanti e profondi non passanti;

A è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Nel caso di blocchi in laterizio estrusi la percentuale di foratura coincide con la percentuale in volume dei vuoti, come definita dalla norma UNI EN 772-9:2001.

Nelle seguenti tabelle 4.5 è riportata la classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo rispettivamente:

Tabella 4.5.Ia - Classificazione elementi in laterizio

Elementi	Percentuale di foratura ϕ	Area f della sezione normale del foro
Pieni	$\phi \leq 15\%$	$f \leq 9 \text{ cm}^2$
Semipieni	$15\% < \phi \leq 45\%$	$f \leq 12 \text{ cm}^2$
Forati	$45\% < \phi \leq 55\%$	$f \leq 15 \text{ cm}^2$

Gli elementi possono avere incavi di profondità limitata che verranno successivamente riempiti dal letto di malta.

Elementi in laterizio di area lorda $A > 300 \text{ cm}^2$ possono essere dotati di un foro di presa di area massima pari a 35 cm^2 , che andrà poi computata nel calcolo della percentuale ϕ , in modo

da agevolare la presa manuale. Per $A > 580 \text{ cm}^2$ sono ammessi due fori, ciascuno di area massima pari a 35 cm^2 , oppure di un foro di presa o per alloggiare un'eventuale armatura, di area massima pari a 70 cm^2 .

Tabella 4.5.Ib - Classificazione elementi in calcestruzzo

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro	
		$A \leq 900 \text{ cm}^2$	$A > 900 \text{ cm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$

Non sono soggetti a limitazioni i fori degli elementi destinati ad essere riempiti di calcestruzzo. Per i valori di adesività malta – elemento resistente si può fare riferimento a normative di comprovata validità.

L'utilizzo di materiali o tipologie murarie diverse da quanto specificato dovrà essere preventivamente autorizzato dal Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sulla base di adeguata sperimentazione, modellazione teorica e modalità di controllo nella fase produttiva.

B) Elementi naturali

Essi si ricavano da materiale lapideo non friabile o sfaldabile e resistente al gelo. Non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili o residui organici. Devono inoltre essere integri, senza zone alterate o rimovibili. I requisiti di adesività alle malte e di resistenza meccanica sono riportati al § 11.10.3.

Murature

Le murature costituite assemblando in modo efficace e organizzato elementi e malta possono essere a *singolo paramento* (se la parete realizzata non presenta cavità o giunti continui verticali nel suo piano) o *doppio paramento*. In quest'ultimo caso, se non è possibile considerare un comportamento monolitico della parete, è necessario rifarsi a normative di comprovata validità o specifiche approvazioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In normativa si trovano poi le definizioni di muratura di pietra *squadrata* (formata da elementi naturali di forma pressoché parallelepipedica, posti in opera in strati regolari), di muratura di pietra non squadrata (nei casi in cui si utilizzi materiale di cava lavorato grossolanamente, ma posto in strati regolari) e di muratura *listata* (muratura di pietra non squadrata intercalata a interasse inferiore a 1,6m per tutta la lunghezza e spessore del muro, da fasce di calcestruzzo, semplice o armato, o da ricorsi orizzontali di almeno due filari di laterizi pieni).

Caratteristiche meccaniche delle murature

Le caratteristiche principali in base alle quali si classifica una muratura sono:

- Resistenza caratteristica a compressione f_k ;
- Resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale f_{vk0} ;
- Modulo di elasticità normale secante E ;
- Modulo di elasticità tangenziale secante G .

Le due resistenze f_k e f_{vk0} si calcolano o per via sperimentale su campioni di muro o, con limitazioni, in base alle proprietà dei componenti. Le varie modalità di valutazione delle resistenze caratteristiche e moduli sono riportate al § 11.10.5. Quando viene richiesto un valore di f_k maggiore a 8 MPa, esso va controllato tramite prove specifiche, come indicato nel § 11.10.

Organizzazione strutturale

L'edificio in muratura per essere **portante** deve essere concepito come una struttura **tridimensionale**, in questo paragrafo si espone l'importanza di progettare con sistemi di pareti di muratura, orizzontamenti e opere di fondazione efficacemente collegati fra loro, di modo da garantirgli un comportamento **scatolare**.

Un pannello murario si considera resistente anche alle azioni orizzontali quando ha lunghezza non inferiore a 0,3 volte l'altezza d'interpiano; svolge funzione portante quando è prevalentemente sollecitato da azioni verticali, mentre funzione di controvento se sollecitato per lo più da azioni orizzontali. Tutte le pareti dovrebbero svolgere entrambe queste funzioni per avere un adeguato funzionamento statico e dinamico dell'edificio.

Gli orizzontamenti, solai piani o inclinati in copertura, hanno la funzione di ripartire le forze orizzontali agenti sui muri di controvento.

Per garantire comportamento d'insieme scatolare, pareti e orizzontamenti devono essere ben collegati fra loro. Cordoni di piano in calcestruzzo armato (di adeguata sezione e armatura) devono collegare le pareti agli orizzontamenti e ammorsamenti opportuni devono essere predisposti lungo le intersezioni verticali. I muri disposti parallelamente nella scatola muraria devono essere collegati inoltre da incatenamenti efficaci a livello dei solai; questi incatenamenti si realizzano tramite armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, con estremità ancorate in modo adeguato ai cordoli. Nella direzione di tessitura del solaio possono omettersi tali collegamenti, qualora il collegamento sia costituito dal solaio stesso. Eventualmente in direzione ortogonale a quella di tessitura del solaio, si può creare il collegamento con tiranti estranei al solaio.

Il collegamento con le fondazioni è garantito di solito con un cordolo in calcestruzzo armato alla base delle murature. E' possibile realizzare la prima elevazione in calcestruzzo armato, ma in questo caso fondazioni e murature vanno disposte in modo da assicurare il centraggio dei carichi trasmessi dalle parti superiori.

I valori limite di spessore delle murature portanti sono:

- | | |
|---|--------|
| - muratura in elementi resistenti artificiali pieni | 150 mm |
| - muratura in elementi resistenti artificiali semipieni | 200 mm |
| - muratura in elementi resistenti artificiali forati | 240 mm |

- muratura di pietra squadrata	240 mm
- muratura di pietra listata	400 mm
- muratura di pietra non squadrata	500 mm

I fenomeni del secondo ordine vengono controllati mediante la *snellezza convenzionale* della parete:

$$\lambda = h_0/t \leq 20$$

dove h_0 è la lunghezza libera di inflessione, valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi (definite dalle 4.5.6)
 t è lo spessore della parete.

Analisi strutturale

La risposta strutturale dell'edificio si valuta mediante:

- analisi semplificate;
- analisi lineari (assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità);
- analisi non lineari.

Per valutare effetti locali si può ricorrere all'utilizzo di modelli di calcolo di porzioni della struttura, considerate isolate. Per valutare i carichi trasmessi dai solai alle pareti e gli effetti delle azioni fuori piano su quest'ultime si possono adottare modelli semplificati, basati sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali.

Verifiche

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura. Oltre a verificare le pareti portanti, si devono eseguire le verifiche, in analogia alle pareti verticali, delle travi di accoppiamento in muratura ordinaria, se prese in considerazione dal modello strutturale. Tali verifiche si eseguono in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali.

Resistenze di progetto

Le resistenze di progetto utilizzate, rispettivamente, in verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d), e a taglio (f_{vd}), sono:

$$f_d = f_k/\gamma_M$$
$$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M$$

dove:

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e geometria, fornito in tabella 4.5.II, in

funzione delle classi di esecuzione più avanti specificati, e della categoria degli elementi resistenti (§ 11.10.1);

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio in presenza delle effettive tensioni di compressione:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_n$$

in cui:

f_{vk0} è già stata definita;

σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti.

Tabella 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

L'attribuzione alla classe 1 o 2 si svolge come di seguito riportato.

In ogni caso occorre (classe 2):

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

Inoltre, per rientrare in classe 1, devono anche essere eseguiti i controlli:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume", con l'uso di particolari contenitori di misura e controllo delle operazioni di dosaggio, o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Gli Stati Limite Ultimi da verificare sono:

- pressoflessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano);
- pressoflessione nel piano del muro;
- taglio per azioni nel piano del muro;
- carichi concentrati;
- flessione e taglio di travi di accoppiamento.

Le verifiche vanno condotte in riferimento a normative di comprovata validità.

Per la verifica a pressoflessione per carichi laterali, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete, è consentito far riferimento a questo metodo semplificato. La resistenza di progetto ridotta $f_{d,rid}$ riferita all'elemento strutturale si assume pari a:

$$f_{d,rid} = \phi f_d$$

dove:

ϕ è un coefficiente di riduzione della resistenza del materiale (tab. 4.5.III), funzione della snellezza convenzionale λ e del coefficiente di eccentricità m definito più avanti. Per valori non riportati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare, mai l'estrapolazione.

Tabella 4.5.III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	---
20	0,53	0,36	0,23	---	---

Per la valutazione della λ , la lunghezza libera d'inflessione h_0 viene calcolata come:

$$h_0 = \rho h$$

dove il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e h è l'altezza interna di piano. Assume valore unitario per muro isolato e i valori indicati in tabella 4.5.IV quando il muro non presenta aperture ed è efficacemente immerso a pareti ortogonali di spessore maggiore di 200 mm, di altezza non inferiore a 0,3 h e posti ad interasse a :

Tabella 4.5.IV - Fattore laterale di vincolo

h/a	ρ
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Se un muro trasversale presenta aperture, si considera che esso svolga la sua funzione di irrigidimento qualora lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso, altrimenti si pone $\rho = 1$.

Nella lunghezza del muro d'irrigidimento si tiene in conto anche di metà dello spessore del muro irrigidito.

Il coefficiente di eccentricità m si calcola come:

$$m = 6 e/t$$

dove e è l'eccentricità totale e t lo spessore del muro.

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze di esecuzione e alle azioni orizzontali. Si possono determinare convenzionalmente come segue.

a) Eccentricità totale dei carichi verticali: $e = e_{s1} + e_{s2}$;

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2};$$

dove:

- e_{s1} eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;
- e_{s2} eccentricità delle reazioni d'appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;
- N_1 carico trasmesso dal muro soprastante, supposto centrato rispetto al muro stesso;
- N_2 reazione d'appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;
- d_1 eccentricità di N_1 rispetto al muro da verificare;
- d_2 eccentricità di N_2 rispetto al muro da verificare.

Le eccentricità così ottenute possono essere positive o negative.

- b) Eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione e_a . Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie d'esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di un'eccentricità e_a che si assume almeno uguale a:

$$e_a = h / 200$$

con h altezza interna di piano.

- c) Eccentricità e_v dovuta alle azioni orizzontali agenti in direzione normale al piano della muratura:

$$e_v = M_v / N$$

dove m_v e N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale massimo nella relativa sezione di verifica. Il muro si suppone incernierato a livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali, se hanno interasse minore di 6 m.

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno combinate fra loro in modo convenzionale:

$$e_1 = |e_s| + e_a; \quad e_1 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

Il valore di eccentricità e_1 viene utilizzato per verificare i muri nelle loro sezioni di estremità, mentre e_2 per la verifica della sezione con massimo M_v . In ogni caso l'eccentricità di calcolo dev'essere non inferiore ad e_a e rispettare le condizioni:

$$e_1 \leq 0,33t; \quad e_2 \leq 0,33t$$

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

In genere non si ritiene necessario svolgere verifiche nei confronti degli stati limite d'esercizio di edifici in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche agli stati limite ultimi. Per muratura armata e in alcuni casi di muratura non armata si farà riferimento a normative di comprovata validità.

A.1.2 (§ 8 NTC – D.M.14/01/08) COSTRUZIONI ESISTENTI

Quanto esposto per le strutture di nuova costruzione, non si può adottare per le strutture esistenti o storiche: queste ultime due infatti presentano tipologie di materiale che hanno caratteristiche e comportamento ben diverso rispetto ai nuovi materiali utilizzati. Per questo motivo la normativa italiana dedica un capitolo a parte per l'edilizia storica, comprensivo di criteri per la valutazione della sicurezza, per il progetto di interventi da effettuare sugli stessi e per il collaudo.

Si definisce costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto dell'intervento, la struttura completamente realizzata.

Criteri generali

Per quanto non specificatamente dichiarato, le prescrizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della norma costituiscono un riferimento anche per le costruzioni esistenti. Qualora si effettuino interventi non prettamente strutturali, ma di tipo impiantistico, riguardanti la distribuzione degli spazi, ecc., deve essere valutata l'interazione di tali interventi con gli SLU e gli SLE della struttura o di parti di essa.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tener conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono esserci difetti di impostazione e realizzazione insiti e non manifesti;
- la costruzione può essere stata interessata da eventi, anche eccezionali, i cui effetti non siano evidenti;
- le strutture possono trovarsi in stato di degrado e/o presentare modifiche significative rispetto alle condizioni originarie.

Nel definire i modelli strutturali si dovrà tener conto che:

- geometria e dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali impiegati non dipende dalle incertezze legate alla produzione e posa in opera, ma solo dalla omogeneità di tali materiali all'interno della struttura, dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dalla loro affidabilità;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

I metodi di analisi e di verifica utilizzati devono dipendere dalla completezza e affidabilità delle informazioni disponibili e dall'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati "fattori di confidenza", che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

Valutazione della sicurezza

La valutazione di sicurezza e la progettazione degli interventi per gli edifici esistenti potranno essere svolti solo con riferimento agli SLU. In certi casi si svolgono verifiche anche agli SLE, ma questo dev'esser deciso dal Progettista di concerto con il Committente.

Le verifiche agli SLU si possono eseguire riguardo la condizione di salvaguardia della vita (SLV) o di collasso (SLC).

La valutazione di sicurezza diventa necessaria nei casi in cui si abbia una delle seguenti condizioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa dell'intera struttura o di una sua parte, in seguito a eventi naturali (sisma, vento, neve, temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), casi di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- dimostrati gravi errori di progetto o costruzione;
- cambiamento della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa di carichi variabili e/o della classe d'uso dell'edificio;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o modifichino la rigidità.

Qualora una di queste circostanze interessi una porzione limitata del fabbricato, le verifiche possono essere estese solo alla porzione interessata e agli elementi con essa interagenti, tenendo conto del loro inserimento nel complesso strutturale.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso vada modificato (declassamento, cambio di destinazione d'uso e/o cautele nell'uso);
- sia necessario intervenire per aumentare o ripristinare la capacità portante.

La valutazione di sicurezza dovrà riguardare la condizione prima e dopo l'intervento strutturale. Il Progettista dovrà specificare in un'apposita relazione i livelli di sicurezza raggiunti con l'intervento e eventualmente se sia necessario e in che misura modificare la destinazione d'uso dell'edificio.

Classificazione degli interventi

Le categorie citate nella norma sono le seguenti:

- interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente conseguire i livelli richiesti dalle presenti norme;

- riparazioni o interventi locali, che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza esistenti.

Gli interventi di adeguamento e miglioramento devono essere sottoposti a collaudo statico. Per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D. lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione di sicurezza.

Intervento di adeguamento

Diventa obbligatoria la valutazione di sicurezza e un eventuale intervento di adeguamento del fabbricato a chiunque intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliarla mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- c) apportare variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione maggiori del 10%; in ogni caso rimane obbligatorio verificare localmente le singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che conducano ad un organismo edilizio diverso dall'originale.

Il progetto dell'intervento dovrà comunque essere riferito all'intera struttura e dovrà riportare la verifica di sicurezza globale post-intervento, seguendo le indicazioni riportate in questo capitolo.

Nel caso in cui si realizzino cordoli sommitali modificando così l'altezza del fabbricato, ma senza variare il numero di piani, non si considera sopraelevazione o ampliamento, ai sensi dei punti a) e b). Dunque non sarà necessario procedere con l'adeguamento della struttura, a meno che non si rientri nelle condizioni c) o d).

Intervento di miglioramento

Si considerano interventi di miglioramento tutti quegli interventi che hanno lo scopo di aumentare la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

E' possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni riportate al paragrafo relativo all'adeguamento.

Le verifiche di sicurezza e il progetto dovranno essere estesi a tutte le parti dell'edificio interessate da modifiche del comportamento strutturale, nonché alla struttura nel suo insieme.

Riparazione o intervento locale

Tali interventi riguardano singole parti o elementi della struttura e interessano solo porzioni limitate della stessa. Il progetto e valutazione di sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti interessate e dimostrare che, rispetto alla situazione antecedente il danno, il degrado o la variante, non siano state apportate significative variazioni al comportamento delle parti e della struttura globale e che gli interventi comportino un miglioramento rispetto alle condizioni preesistenti.

La relazione potrà limitarsi alle porzioni interessate dalla riparazione e a quelle interagenti con esse, dovrà indicare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti ed eventuali limitazioni all'uso della costruzione.

Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Nel caso degli edifici esistenti sono molto varie le situazioni che si possono riscontrare e di conseguenza non possono essere definite delle regole precise da seguire in tutti i casi. Il progettista dovrà definire e giustificare il modello per la valutazione di sicurezza, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile dell'edificio, tenendo conto delle indicazioni a carattere generale esposte di seguito.

Analisi storico - critica

Per poter individuare correttamente il sistema strutturale dell'edificio esaminato e lo stato di sollecitazione cui è soggetto, diventa fondamentale ricostruire la storia costruttiva e le modifiche subite nel corso del tempo dal manufatto, oltre agli eventi che l'hanno interessato.

Rilievo

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà interessare la geometria dell'intera struttura e degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con eventuali strutture adiacenti. Nel rilievo vanno riportate le modificazioni subite nel tempo, individuate dall'analisi storico-critica.

Tramite il rilievo dovrà essere individuato l'organismo portante, resistente, della struttura, tenendo anche conto dello stato di conservazione dei materiali e degli elementi costruttivi.

Inoltre è importante la rilevazione dei dissesti, in atto o stabilizzati, con particolare attenzione ai quadri fessurativi e ai meccanismi di danno.

Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per ottenere un'adeguata conoscenza dei materiali e del loro degrado, ci si dovrà basare su documentazione già disponibile, verifiche visive in situ e indagini sperimentali. Le indagini

vanno giustificate, per tipologia e numero, dal loro effettivo utilizzo in fase di verifica; nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà essere preso in considerazione l'impatto sulla conservazione di tali beni. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base dei risultati delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste dalle norme sulle nuove costruzioni.

Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

I "livelli di conoscenza" (LC) vengono determinati a seconda del grado delle fasi conoscitive riportate in precedenza (geometria, dettagli costruttivi, materiali) e ad essi si associano i relativi fattori di confidenza, che fungono da coefficienti parziali di sicurezza tenendo conto delle carenze di conoscenza dei parametri del modello.

Azioni

Le azioni e le loro combinazioni, utilizzate nelle verifiche di sicurezza e nei progetti degli interventi, sono quelle specificate dalle NTC08 per le nuove costruzioni, salvo quanto specificato in seguito.

Infatti per i carichi permanenti, svolgere un accurato rilievo e caratterizzazione dei materiali potrà permettere l'utilizzo di coefficienti parziali modificati, assegnando valori di γ_G adeguatamente motivati. Nei casi in cui si preveda un adeguamento della struttura, i valori di calcolo delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

Materiali

I materiali utilizzabili negli interventi su strutture esistenti sono quelli previsti dalle presenti norme, possono anche essere utilizzati dei materiali non convenzionali, ma sempre nel rispetto di normative di comprovata validità (materiali elencati al § 12).

Per gli edifici in muratura è possibile effettuare riparazioni locali o integrazioni con materiale analogo a quello originale, purché durevole e di idonee caratteristiche meccaniche.

Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche

Nei casi in cui si svolgano valutazioni di sicurezza o progetti di interventi su edifici esistenti soggetti ad azioni sismiche, è necessario porre particolare importanza all'aspetto della duttilità. Si dovranno raccogliere le informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi, i materiali e i meccanismi resistenti siano in grado di sopportare cicli di deformazioni e sollecitazioni anche una volta superato il limite di plasticizzazione o rottura. Si riporta in seguito quanto affermato nel paragrafo relativo agli edifici in muratura.

Costruzioni in muratura

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche si possono riscontrare meccanismi *locali* o *globali*. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o porzioni più estese dell'edificio, e sono favoriti dall'assenza o carenza di efficacia di collegamenti fra pareti e orizzontamenti e fra pareti ortogonali. Invece i meccanismi globali interessano l'intera struttura e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. La sicurezza dell'edificio deve essere valutata nei confronti di entrambi i meccanismi.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si possono utilizzare i metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se approssimativamente, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità delle connessioni, della presenza di catene o tiranti. In questo modo è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

L'analisi sismica dei meccanismi globali invece deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale effettivo della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata tramite formulazioni alternative, ma di comprovata validità, rispetto a quelle adottate per opere nuove.

In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto o interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica convenzionali per nuove costruzioni possono non essere adeguati. Nell'analisi di un edificio parte di un aggregato edilizio si dovrà tener conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale. A tale scopo, si dovrà definire l'unità strutturale oggetto di studio (US), evidenziando le azioni derivanti dalle unità strutturali contigue.

L'US dovrà avere continuità strutturale da cielo a terra, relativamente ai carichi verticali, e sarà delimitata, di norma, da spazi aperti, giunti strutturali, edifici contigui almeno tipologicamente diversi. Oltre a quanto previsto per edifici isolati, per quelli in aggregato si valuteranno anche gli effetti di: spinte non contrastate dovute alla presenza di orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali dovuti a prospetti non allineati, US adiacenti di altezza diversa.

L'analisi globale di un'US spesso assume significato convenzionale e si può trattare con metodologie semplificate. Se essa presenta solai sufficientemente rigidi e anche più di due piani, si può verificare tramite l'analisi statica non lineare, analizzando separatamente ciascun interpiano dell'edificio e trascurando la variazione di sforzo assiale nei maschi murari dovuto all'azione sismica. Con l'eccezione di US d'angolo o di testata, di parti dell'edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre parti della struttura, si potranno trascurare nell'analisi gli effetti torsionali, purché si ipotizzi che i solai possano traslare solo nella direzione dell'azione sismica considerata. Negli altri casi, come US d'angolo o di testata, si ammette comunque l'utilizzo di analisi semplificate, purché si computino i possibili effetti

torsionali e le azioni derivanti dalle US adiacenti, applicando coefficienti maggiorativi alle azioni orizzontali.

Se invece i solai dell'edificio sono flessibili, si procederà all'analisi delle singole pareti o sistemi di pareti complanari, considerando agenti su ciascuna parte i carichi verticali di competenza e le azioni del sisma nella direzione parallela alle parete.

Criteria e tipi di intervento

Per ogni tipologia di costruzione esistente gli interventi di consolidamento andrebbero possibilmente applicati in modo uniforme e regolare. Nei casi in cui si intervenga solo su una porzione limitata della struttura, ciò va opportunamente valutato e giustificato. Infatti va valutata correttamente la variazione prodotta di distribuzione delle rigidità e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con la restante struttura. Particolare attenzione va posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione potrebbe peggiorare il comportamento globale dell'edificio.

La scelta del tipo di intervento, della tecnica esecutiva, della sua entità e urgenza dipende da quanto emerge dalla precedente fase di valutazione, dovendo dare priorità a impedire meccanismi locali e/o fragili e a migliorare il comportamento globale della struttura.

Gli aspetti da valutare e curare sono:

- riparazione di eventuali danni presenti;
- riduzione delle carenze dovute a errori grossolani;
- miglioramento della capacità deformativa (duttilità) di singoli elementi;
- riduzioni delle situazioni di forte irregolarità negli edifici, in merito a massa, resistenza e/o rigidità, presenza di elementi non strutturali;
- riduzione delle masse, anche tramite demolizioni parziali o variazione della destinazione d'uso;
- riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originali, grazie a sistemi dissipativi o di isolamento;
- riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti;
- miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali;
- incremento della resistenza degli elementi portanti verticali, tenendo conto di un'eventuale riduzione della duttilità globale per rinforzi locali;
- realizzazione, ampliamento o eliminazione di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad assorbire gli urti;
- miglioramento delle fondazioni, se necessario.

Diventa necessario intervenire anche su elementi non strutturali e impianti, quando la loro risposta sismica possa costituire un pericolo per la vita degli occupanti o danneggiare beni conservati nell'edificio. Per il progetto di simili interventi vale quanto affermato dal § 7.2.3 e 7.2.4.

Per le strutture in muratura vanno inoltre valutati e curati i seguenti aspetti:

- miglioramento collegamenti fra solaio e pareti o fra pareti e copertura e fra pareti confluenti in martelli murari e angolate;
- riduzione o eliminazione delle spinte non contrastate di coperture, archi e volte;
- rafforzamento delle pareti intorno alle aperture.

Progetto dell'intervento

Per ogni tipologia costruttiva, il progetto di un intervento di adeguamento o miglioramento sismico deve prevedere:

- verifica di sicurezza della struttura prima dell'intervento, identificando le carenze e il livello di azione sismica che corrisponde al raggiungimento dello stato limite considerato (SLU e, se richiesto, SLE);
- scelta giustificata del tipo di intervento;
- scelta della tecnica esecutiva e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e di eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando la condizione della struttura dopo l'intervento.
- verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto).

A.1.3 (§ 3.2 NTC – D.M.14/01/08) AZIONE SISMICA

Da normativa si riportano infine parametri, relazioni, classificazioni e tipologie relative all'azione sismica, fondamentali quando si vanno a compiere verifiche di sicurezza di edifici storici, generalmente carenti per quanto riguarda la resistenza alle azioni orizzontali. Ciò è di solito da imputare alla mancanza di un comportamento di tipo scatolare (per es. per assenza di catene o di efficace ammorsamento reciproco delle pareti ortogonali) che caratterizza gli edifici storici in muratura.

L'azione sismica si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base", caratteristica del sito in cui sorge l'opera esaminata. Essa viene quantificata tramite il valore di **un'accelerazione sismica orizzontale a_g** , riferita a condizioni di campo libero su suolo di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale (categoria A), e di **coordinate spettrali in accelerazione $S_e(T)$** , riferite a particolari probabilità di superamento P_{V_r} nel periodo di riferimento V_r . In alternativa si può ricorrere all'uso di accelerogrammi, purché commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Per particolari punti di un reticolo in cui è suddiviso il territorio nazionale vengono forniti in normativa i seguenti valori:

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.

Naturalmente per determinare tali valori riferiti ai siti esterni ai punti del reticolo sono possibili delle interpolazioni, conoscendone le coordinate geografiche.

Stati limite e relative probabilità di superamento

Vengono individuati i seguenti Stati limite di Esercizio (SLE) e Ultimi (SLU), in relazione alle prestazioni delle strutture nel loro complesso, includendo anche parti non strutturali e impianti. Gli Stati Limite di esercizio sono:

- *Stato Limite di immediata Operatività (SLO)*: in seguito al sisma, la struttura (comprese parti non strutturali e impianti) non deve danneggiarsi significativamente e presentare interruzioni d'uso. Questo Stato Limite riguarda tutti gli edifici il cui funzionamento deve essere garantito anche in condizioni critiche, come durante e in seguito ad un terremoto, questo vale per ospedali, caserme, centri della Protezione civile, ecc. ;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: in questo caso viene ammesso un'interruzione di funzionamento delle apparecchiature presenti all'interno dell'edificio, ma deve essere garantita un'inagibilità solo temporanea in seguito all'evento sismico.

Mentre gli Stati Limite Ultimi sono:

- *Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)*: vengono ammessi danni alle varie parti della struttura, che conserva però parte della rigidità alle azioni verticali e un margine di sicurezza a quelle orizzontali, pur essendo la rigidità a questo tipo di azioni ridotta significativamente;
- *Stato Limite di Collasso (SLC)*: in questo caso si ha ancora un margine di sicurezza alle azioni verticali e un esiguo margine nei confronti del collasso da azione orizzontale.

Ad ogni Stato Limite viene associata una probabilità di non superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , utilizzata per definire l'azione sismica corrispondente allo Stato considerato:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per definire l'azione sismica di progetto è necessario determinare tutti i successivi parametri e classificazioni:

Tempo di ritorno

Indica il tempo medio, espresso in anni, che intercorre fra il verificarsi di due eventi sismici di una certa intensità in un sito. Questo valore è direttamente proporzionale all'intensità del sisma, in quanto terremoti di debole intensità tendono a ripresentarsi più frequentemente rispetto a terremoti di intensità maggiore.

Vita nominale V_N

Corrisponde al numero di anni in cui la struttura garantisce un utilizzo efficiente, per lo scopo cui è destinata, purché venga effettuata un'ordinaria manutenzione. Superato questo periodo saranno necessari interventi di manutenzione straordinaria. La V_N deve essere specificata nel progetto e, a seconda della tipologia di opera, rientra nelle seguenti fasce:

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classi d'uso

Relativamente al diverso impatto che può avere un'interruzione di operatività o un eventuale collasso per azione di un sisma sulla struttura, vengono definite le seguenti classi d'uso:

- *Classe I*: Costruzioni con presenza solo saltuaria di persone, edifici agricoli;
- *Classe II*: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni d'emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;
- *Classe III*: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni d'emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale cui collasso;
- *Classe IV*: Costruzioni con funzioni pubbliche e sociali importanti, anche in riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792 "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti a itinerari di collegamento fra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e impianti di produzione di energia elettrica.

Ad ogni classe d'uso si associa un coefficiente C_U :

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Periodo di riferimento V_R

Questo periodo di riferimento viene utilizzato per definire l'azione sismica di progetto per svolgere verifiche su una struttura, dipende dalla sua classe d'uso e vita nominale tramite la relazione:

$$V_R = V_N C_U$$

Tabella C2.4.I. - Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

In ogni caso, qualora $V_R \leq 35$ anni, si assume $V_R = 35$ anni per garantire un livello minimo di sicurezza al sisma.

Definizione azione sismica

Si procede a definire tale azione inizialmente calcolando il **periodo di ritorno** relativo al tipo di struttura (da cui dipende il valore della vita nominale V_N e della classe d'uso C_U , necessari al calcolo di V_R) e allo Stato Limite considerato (che influisce invece sul valore di P_{Vr}):

$$T_R = \frac{V_R}{-\ln(1 - P_{Vr})}$$

Si mira quindi a mantenere costante la probabilità di superamento corrispondente ad ogni Stato Limite, al variare del periodo di riferimento V_R .

Le relazioni, ricavabili da quella precedente, che definiscono il tempo di ritorno in funzione del V_R a seconda dello Stato Limite, cioè del P_{Vr} , sono:

Tabella C.3.2.I.- Valori di T_R espressi in funzione di V_R

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(\dagger) 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni} (\dagger)$

Dunque per definire il T_R è inizialmente necessario identificare la classe d'uso della struttura esaminata e la sua vita nominale, per poter calcolare V_R , e scegliere lo Stato Limite rispetto al quale si vogliono svolgere le verifiche, in modo da quantificare la P_{Vr} .

Una volta calcolato il tempo di ritorno, si definiscono le azioni sismiche in base alla "pericolosità sismica di base" del sito, definita in termini di accelerazione a_g e ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale $S_e(T)$.

I valori di a_g , F_0 e T_C^* , riferiti a suolo di categoria A, sono ricavabili per ogni sito e P_{Vr} , interpolando i valori riportati in allegato alle NTC 2008 o tramite il foglio di calcolo del Ministero dei Lavori Pubblici, inserendovi le coordinate geografiche del sito in esame.

Questi valori permettono la definizione degli **spettri di risposta** (elastici o di progetto), in termini di accelerazione o di spostamento, delle due componenti orizzontali e di quella verticale del sisma. Si tratta di forme spettrali normalizzate, riferite ad un oscillatore libero con smorzamento convenzionale pari al 5%. Lo *spettro di risposta elastico in accelerazione della componenti orizzontali* si ricava come segue:

$$0 \leq T < T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Dove:

T periodo di vibrazione;

S_e accelerazione spettrale;

$S = S_S \cdot S_T$ coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e della topografia;

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$\eta = \sqrt{(10/(5+\xi))} \geq 0,55$ fattore di smorzamento viscoso;

F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro riferito ad un suolo di tipo A;

C_C coefficiente funzione della categoria di suolo;

$T_B = T_C/3$ periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro;

$T_D = 4(a_g/g) + 1,6$ periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

Nelle espressioni precedenti compaiono dei termini che permettono di valutare la risposta sismica localmente, tramite amplificazione litostratigrafica (S_S , C_C) e topografica (S_T). I primi due di questi coefficienti dipendono dalle caratteristiche del suolo di fondazione della struttura, in particolare dall'appartenenza a una di queste categorie:

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Per le categorie aggiuntive sono richieste particolari analisi per definire l'azione sismica, essendo in presenza di terreni suscettibili di liquefazione. Si possono calcolare i valori dei coefficienti S_S e C_C :

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_{\xi}}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_{\xi}}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_{\xi}}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_{\xi}}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Invece le categorie che caratterizzano la topografia del sito sono:

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

In base a tali categorie e all'ubicazione dell'opera si ricava il valore di S_T :

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

In tabella si riportano i valori del coefficiente in sommità al pendio/rilievo per le categorie T₂, T₃ e T₄: esso cala linearmente dalla sommità alla base, dove assume valore unitario.

In normativa si trovano anche le espressioni relative allo spettro di risposta elastico in accelerazione della componenti verticali, spesso trascurate:

$$0 \leq T < T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

$$T_C \leq T < T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Dove F_V è il fattore di amplificazione massima in termini di accelerazione spettrale orizzontale a_g , definita per suolo rigido orizzontale:

$$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

In tabella si riportano altri valori specifici per il caso della componente verticale del sisma:

Tabella 3.2.VII – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Infine lo **spettro elastico di risposta in spostamento delle componenti orizzontali** è dato dalla relazione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Dove $S_e(T)$ è la corrispondente risposta in termini di accelerazione e il periodo di vibrazione T non deve eccedere i valori di T_g :

Tabella 3.2.VIII – Valori dei parametri T_E e T_F

Categoria sottosuolo	T_E [s]	T_F [s]
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Qualora T ecceda tali valori devono essere impiegate ulteriori espressioni riportate in normativa:

per $T_E < T \leq T_F$

$$S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[F_0 \cdot \eta + (1 - F_0 \cdot \eta) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right]$$

per $T > T_F$

$$S_{De}(T) = d_g = 0,025 a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Infine per passare dallo spettro di risposta elastico, impiegato per le verifiche agli SLE, allo spettro di progetto, necessario se si tratta uno SLU, viene sostituito il fattore η con l'inverso del fattore di struttura q , definito secondo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC08.

Impiego di accelerogrammi

In alternativa alle forme spettrali o alla semplice accelerazione a_g , possono essere impiegati degli accelerogrammi naturali, artificiali o simulati. Ogni accelerogramma rappresenta le tre componenti del sisma.

Anche l'utilizzo degli accelerogrammi presenta delle restrizioni:

- la parte pseudo stazionaria degli accelerogrammi deve durare almeno 10 s, in assenza di studi specifici ed essere preceduta e seguita da tratti rispettivamente crescenti da zero e decrescenti a zero. La durata complessiva deve essere di almeno 25 s;
- gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta utilizzato in progettazione e ciò si verifica in base alla media delle coordinate spettrali ottenute da entrambi con smorzamento viscoso $\xi = 5\%$. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto al corrispondente spettro elastico tra gli intervalli $0,15 \text{ s} \div 2 \text{ s}$ e $0,15 \text{ s} \div 2T$ (con $T =$ periodo fondamentale della struttura in campo elastico) per gli SLU e $0,15 \text{ s} \div 1,5T$ per gli SLE; il limite superiore dell'intervallo di coerenza diventa $1,2 T_{is}$ nel caso di strutture isolate, con T_{is} periodo equivalente della struttura isolata;
- in analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici (es. fondazioni) non è permesso l'uso di accelerogrammi artificiali;
- per quanto riguarda accelerogrammi creati simulando il meccanismo di sorgente e propagazione, devono essere adeguatamente giustificate le ipotesi sismogenetiche;
- accelerogrammi registrati possono essere utilizzati solo se rappresentativi della sismicità del sito e giustificati in base a caratteristiche sismogenetiche della sorgente, condizioni del sito di registrazione, magnitudo, distanza della sorgente, massima accelerazione attesa;
- accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scalati in modo da approssimare al meglio gli spettri di risposta nel campo di periodi considerato.

Combinazione sismica

L'azione sismica si combina con le altre, nel caso di strutture civili e industriali, come segue:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{K1} + \psi_{22}Q_{K2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati considerando le masse relative ai carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{K1} + \psi_{22}Q_{K2} + \dots$$

Dove:

- *permanenti G* sono i carichi che agiscono sostanzialmente invariati durante tutta la vita nominale dell'edificio: il peso proprio di tutti gli elementi strutturali e forze

indotte da spinte del terreno e dell'acqua (G1), peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2), spostamenti o deformazioni imposte, carichi di pretensione e precompressione (P), ritiro e viscosità, spostamenti differenziati;

- *variabili Q* sono tutte quelle azioni istantanee con valore non costante nel tempo, possono essere di lunga o di breve durata, rispetto alla vita nominale della struttura;
- *Sismiche E* sono quelle derivanti da terremoti.

I valori dei coefficienti di combinazione variano a seconda del tipo di carico cui sono applicati:

Tabella 2.5.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

Infine i coefficienti γ introdotti nelle verifiche SLU dipendono dal tipo di combinazione da verificare:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

A.2 CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009 n°617 (Costruzioni e esistenti §C8) E APPENDICE AL CAP. 8

La Circolare 2 febbraio 2009 n° 617 costituisce un insieme di istruzioni, spiegazioni pratiche, chiarimenti e approfondimenti che hanno lo scopo di agevolare e uniformare l'applicazione delle direttive contenute nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del D.M. 14 febbraio 2008.

Non si tratta di aggiunte di temi e argomenti o di rettifiche alle direttive del precedente anno, ma di approfondimenti di molte delle tematiche delle norme.

Qui di seguito si riportano i concetti più importanti esposti nella sezione relativa al cap. 8 sulle costruzioni esistenti e in particolare riguardo quelle in muratura, integrando con estratti dell'Appendice al cap. 8 della Circolare.

A.2.1 Circolare (§C8 costruzioni esistenti)

Si pone in questo capitolo particolare attenzione riguardo il problema della sicurezza degli edifici esistenti sul territorio italiano, in parte per l'elevata sismicità da cui è caratterizzato il nostro Paese, in parte per l'elevato valore del patrimonio storico, architettonico, culturale e artistico dell'edilizia esistente.

La varietà di tipologie strutturali non permette di identificare regole precise e standardizzate per svolgere verifiche di sicurezza degli edifici esistenti. Per questo motivo, nel caso delle costruzioni esistenti, si privilegia un approccio di tipo prestazionale in modo più marcato rispetto ad altre parti delle NTC, individuando poche regole di carattere generale e indicazioni per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione ed esecuzione.

Si ritiene necessario ribadire la definizione di costruzione esistente: quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto dell'intervento, la struttura completamente realizzata.

Si introducono poi i concetti di livello di conoscenza e di fattore di confidenza (modifica dei parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza della struttura).

Si definiscono le situazioni in cui sia necessaria la **valutazione di sicurezza** che, per le costruzioni esistenti, dovrà svolgersi in **referimento ai soli SLU**. In particolare, tale valutazione sarà necessaria ogni qual volta si effettuino interventi strutturali e il Progettista dovrà determinare ed esplicitare il livello di sicurezza pre e post l'intervento, oltre ad eventuali limitazioni d'uso della struttura.

Le categorie d'intervento sono tre: adeguamento, miglioramento e riparazione o intervento locale. Si stabiliscono le situazioni in cui sia necessario un intervento di adeguamento e l'obbligatorietà del collaudo statico per le prime due tipologie.

Si espongono i passaggi fondamentali della verifica di sicurezza e della redazione dei progetti degli interventi: analisi storico-critica, rilievo geometrico-strutturale, caratterizzazione dei materiali, definizione del livello di conoscenza (fattore di confidenza), calcolo delle azioni e analisi strutturale.

Viene definito con che criterio vadano impiegati i diversi materiali, tradizionali o innovativi, nelle riparazioni e rafforzamenti.

Viene posto un particolare accento sui cambiamenti in termini di risposta alle azioni sismiche, e quindi nella valutazione della sicurezza e nella progettazione, delle costruzioni in muratura rispetto a quelle in c.a., acciaio o miste.

Sempre riguardo le costruzioni in muratura, si distingue fra meccanismi di collasso locali o d'insieme, ritenendo necessaria la valutazione di sicurezza nei confronti di entrambe le tipologie. In merito alle costruzioni in aggregato, frequenti nei centri storici, si espongono i criteri di individuazione delle unità strutturali (US), analizzabili separatamente, e di verifica delle stesse, tenendo in conto, grazie a metodi di calcolo semplificati, le interazioni con edifici adiacenti che ne complicano il comportamento.

In merito alle costruzioni esistenti in c.a. e acciaio, si evidenzia come possa attivarsi la capacità di elementi con meccanismi resistenti sia duttili che fragili. I metodi di verifica devono essere in grado di valutare correttamente sia resistenza che duttilità, adottando parametri dei materiali diversificati a seconda delle due tipologie di meccanismo.

Si ribadisce comunque la necessità, comune a tutte le tipologie di costruzioni esistenti, di intervenire con regolarità e uniformità, di prestare particolare cura e attenzione alla fase esecutiva e alla priorità data a ciascun intervento, in base all'esito delle verifiche di sicurezza, in modo da contrastare l'insorgere di meccanismi locali e/o fragili. Si descrivono gli interventi specifici per ogni tipologia strutturale.

Infine si definiscono i passaggi fondamentali di un progetto di adeguamento o miglioramento sismico. Il passo iniziale è costituito dalla verifica di sicurezza della struttura prima dell'intervento, identificando tutte le carenze strutturali e il livello di azione sismica che corrisponda al raggiungimento dello Stato limite ultimo considerato (e Stato limite d'esercizio, se richiesto). Si sceglie dunque la tipologia d'intervento e la tecnica d'esecuzione, dimensionandolo preliminarmente, e si svolge l'analisi strutturale e la verifica dello stato finale, determinando il nuovo livello di azione sismica corrispondente allo Stato limite voluto.

La valutazione di sicurezza negli edifici esistenti, ed il conseguente progetto dell'intervento, sono affetti da un grado d'incertezza diverso rispetto al caso delle nuove costruzioni. La struttura è già costruita ed è perciò impossibile valutare l'effettiva resistenza dei materiali e degli elementi strutturali da cui è composta, spesso di molteplici tipologie coesistenti all'interno della stessa struttura, e non possono quindi essere imposti come dati di progetto in input, da conseguire in fase costruttiva, come per edifici nuovi. Tuttavia, nelle nuove costruzioni, è problematica l'incertezza che si deve al passaggio dal dato progettuale all'effettiva realizzazione.

Proprio a causa di questo tipo di incertezza, nelle nuove costruzioni, si applicano in fase di verifica dei coefficienti di sicurezza ($i \gamma$) su materiali e azioni, che tengono conto di tutto l'insieme di possibili imprevisti nel passaggio da valore progettuale a realizzato, in modo da garantire il soddisfacimento dei requisiti di progetto.

Nelle costruzioni esistenti, invece, è fondamentale conoscere adeguatamente la struttura (geometria e dettagli costruttivi) e i materiali impiegati. Vengono perciò introdotti altri

coefficienti, i “fattori di confidenza” (gli FC), legati al livello di conoscenza acquisito durante le fasi di indagine (analisi storico-critica, rilievo geometrico-strutturale, caratterizzazione proprietà meccaniche dei materiali), che vanno a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali da adottare nel progetto e nelle verifiche. Questi valori saranno poi ulteriormente ridotti applicando i consueti coefficienti parziali di sicurezza. Si riporta in seguito un estratto dell’appendice al capitolo 8 della Circolare, dove vengono riportate le descrizioni dei livelli di conoscenza ottenibili con i vari tipi di indagine e i relativi fattori di confidenza, nel caso specifico delle costruzioni in muratura.

A.2.2 Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche – Costruzioni in muratura

Requisiti di sicurezza

La valutazione della sicurezza degli costruzioni esistenti in muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, con precisazioni riportate nel § 8.3 delle NTC e in seguito. In particolare si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) implichi che sia verificato anche lo Stato Limite di Collasso (SLC).

L’analisi sismica globale andrà svolta con le indicazioni relative alle nuove costruzioni (integrate come specificato in seguito) ed è richiesta anche la verifica dei meccanismi locali per gli edifici esistenti.

Qualora la costruzione non manifesti un chiaro comportamento d’insieme, ma sembri offrire una risposta sismica costituita da più sottoinsiemi (meccanismi locali), la verifica su modello globale perde significato rappresentativo della realtà strutturale. Molto frequentemente ciò si verifica, per esempio, per grandi edifici dotati di geometria irregolare o complessa, non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano o di sistemi di catene o tiranti, come le chiese. In tali casi si può sostituire la verifica globale con un insieme di verifiche sui vari meccanismi presenti, purché la forza sismica totale sia adeguatamente ripartita fra gli stessi e si calcolino correttamente le reazioni generate fra i vari sottosistemi.

Azione sismica

Per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita e lo Stato Limite d’Esercizio, l’azione sismica è quella definita al § 3.2 delle NTC, impiegando il periodo di riferimento V_r definito al § 2.4 delle NTC.

Per la verifica di edifici con analisi lineare e fattore di struttura q , il valore da assegnare a quest’ultimo è:

- $q = 2,0 \alpha_v / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione;
- $q = 1,5 \alpha_v / \alpha_1$ per gli altri casi.

Dove α_u e α_1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, è possibile assumere $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$. La definizione di regolarità in altezza per edifici in muratura è riportata al § 7.2.2 delle NTC, dove al requisito d) si sostituisce: solai ben collegati alle pareti e dotati di sufficiente rigidezza e resistenza nel piano.

A.2.3 C8A (Appendice al cap. C8) – C8A.1.A Costruzioni in muratura: dati necessari e identificazione del livello di conoscenza

In seguito si riportano le descrizioni dei diversi livelli di approfondimento delle indagini conoscitive nei vari campi: geometriche-strutturali, dettagli costruttivi, proprietà meccaniche dei materiali. In base ai gradi di conoscenza raggiunti tramite indagini storiche, rilievi e prove di caratterizzazione dei materiali, si definiscono infine i livelli di conoscenza e i fattori di confidenza correlati.

Geometria

La conoscenza della geometria di edifici esistenti è dovuta di regola a operazioni di rilievo in sito. Si prevede il rilievo, piano per piano, di ogni elemento in muratura, includendo nicchie, cavità, canne fumarie, rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia, orditura), delle scale (tipologia strutturale), individuazione del carico gravante su ogni elemento di parete e tipologia delle fondazioni. Si rappresentano le informazioni raccolte sotto forma di piante, alzati e sezioni.

Inoltre si rappresenta il quadro fessurativo presente, associando ogni tipo di lesione a un meccanismo (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori piano...) e deformativo (fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte...). In questo modo si potranno stabilire verosimilmente le possibili evoluzioni del danno all'interno della struttura.

Dettagli costruttivi

I dettagli che vanno esaminati sono quelli relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare spinte eventualmente presenti;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, particolarmente vulnerabili;
- f) tipologia muraria (a un paramento, a due o più paramenti, con e senza collegamenti trasversali..) e sue caratteristiche (in mattoni o pietra, regolare, irregolare...).

Le verifiche eseguibili sono suddivise nelle seguenti categorie:

- *verifiche in-situ limitate*: si basano su rilievi visivi effettuati, in genere, rimuovendo l'intonaco ed eseguendo saggi della muratura che permettano di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi elencati ai punti a) e b) possono essere esaminati anche attraverso una conoscenza adeguata della tipologia dei solai e della muratura. In ogni caso, in assenza di rilievo o di informazioni attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.
- *Verifiche in-situ estese ed esaustive*: si basano su rilievi visivi effettuati, in genere, eseguendo saggi della muratura che permettano di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi elencati ai punti da a) ad f) è opportuno vengano esaminati estendendo le indagini all'intero edificio.

Proprietà dei materiali

La qualità muraria va esaminata accuratamente, riferendosi agli aspetti legati al rispetto o meno della "regola dell'arte".

La valutazione della qualità muraria e l'eventuale determinazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche mirano a stabilire se la muratura sia in grado, o meno, di supportare carichi statici e dinamici attesi per l'edificio considerato, tenendo conto della categoria del suolo di fondazione, opportunamente identificata, secondo quanto riportato al § 3.2.2 delle NTC.

Fondamentale è rilevare se siano presenti elementi di connessione trasversali (es. diatoni), forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura muraria, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta.

Risulta rilevante anche la caratterizzazione delle malte (tipo di legante, aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione), e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) grazie a prove sperimentali, prelevando malte e pietre in situ.

Si distinguono:

- *Indagini in situ limitate*: completano le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute in letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e permettono di individuare la tipologia muraria (tipologie ricorrenti sono riportate in tabella C8A.2.1). Si basano su esami visivi della superficie muraria, che vengono condotti rimuovendo una porzione di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi, eseguiti possibilmente in corrispondenza degli angoli, allo scopo di verificare l'ammorsamento tra le pareti. La compattezza della malta si valuta approssimativamente. Si stima anche la capacità di assumere comportamento monolitico da parte dei blocchi sotto sollecitazione, considerando la qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, interessanti lo spessore murario.

- *Indagini in-situ estese*: le stesse indagini di cui al punto precedente vengono eseguite in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione...), ed eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) permettono di individuare la tipologia muraria (vedi tabella C8A.2.1 per le tipologie più ricorrenti). E' opportuna una prova per ogni tipologia di muratura presente nell'edificio. Prove non distruttive (sclerometriche, soniche, penetrometriche per la malta) possono completare quelle richieste. Qualora si dimostri chiaramente una corrispondenza tipologica per materiali, dimensione conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sopra riportate, si può fare riferimento ai risultati ottenuti da tali prove su strutture analoghe presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno definire zone omogenee del loro territorio cui riferirsi.
- *Indagini in-situ esaustive*: servono ad ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta di quanto elencato al punto precedente, sono necessarie altre prove, in grado, per numero e qualità, di stimare le caratteristiche meccaniche della muratura. Consistono in prove, in situ o laboratorio (su provini non disturbati prelevati in situ). In genere sono prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere utilizzati in combinazione, senza comunque sostituire i precedenti. Qualora si dimostri chiaramente una corrispondenza tipologica per materiali, dimensione conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sopra riportate, si può fare riferimento ai risultati ottenuti da tali prove su strutture analoghe presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno definire zone omogenee del loro territorio cui riferirsi.

I risultati ottenuti dalle prove vanno considerati ed esaminati nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale, confrontandoli con i risultati disponibili in letteratura per le tipologie esaminate, che permetta di stimare statisticamente la validità dei valori ottenuti. I risultati possono essere utilizzati in combinazione con quanto riportato in tabella C8A.2.1, secondo quanto riportato al § C8A.1.A.4.

Livelli di conoscenza

In seguito si definiscono i vari livelli di conoscenza a seconda del grado di approfondimento delle indagini svolte e i valori dei parametri meccanici e fattori di confidenza utilizzabili:

- Il livello di conoscenza LC3 prevede che siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; si assume $FC = 1$;
- Il livello di conoscenza LC2 invece si raggiunge quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC = 1,2$;

- Il livello di conoscenza LC1 richiede invece il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi, indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; si prevede $FC = 1,35$.

Per i diversi livelli di conoscenza i valori medi dei parametri meccanici utilizzabili si definiscono come segue:

→ LC1

- Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria considerata
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella suddetta tabella

→ LC2

- Resistenze: i valori medi degli intervalli riportati in tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria considerata
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella suddetta tabella

→ LC3 → caso a) (disponibili tre o più valori sperimentali di resistenza)

- Resistenze: i valori medi dei risultati delle prove
- Moduli elastici: i valori medi delle prove o degli intervalli riportati nella tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria considerata

→ caso b) (disponibili due valori sperimentali di resistenza)

- Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo indicato in tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria considerata si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assume quest'ultimo come valore di resistenza, se è inferiore al minimo, si assume come valore medio il valore medio sperimentale
- Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a)

→ caso c) (disponibile un valore sperimentale di resistenza)

- Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo indicato in tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria considerata, oppure superiore, si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è inferiore all'estremo minimo, si assume come valore medio il valore medio sperimentale
- Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a).

Si riportano in tabella (C8A1.1) le definizioni di livelli di conoscenza e relativi fattori di confidenza:

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

A.2.4 C8A.2 Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature

Si riportano in tabella C8A.2.1 gli intervalli di valori assumibili per i parametri meccanici relativi alle tipologie murarie più diffuse, la cui variazione dipende dal livello di conoscenza accertato. I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidezze andranno opportunamente ridotte.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Le murature storiche si ritrovano nelle prime 6 tipologie: i valori riportati si riferiscono a condizioni di malta scadenti, giunti non particolarmente sottili e in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzano la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si considerano paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di collegamento trasversali (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari). Tuttavia in tabella si considera una tessitura corretta, quindi, qualora non lo fosse, tali valori vanno opportunamente ridotti.

Nel caso in cui le condizioni della muratura siano invece migliori di quelle sopra elencate, i valori in tabella C8A.2.1 saranno corretti tramite i coefficienti migliorativi in tabella C8A.2.2, secondo quanto segue:

- malta di buone caratteristiche: i coefficienti riportati in tabella C8A.2.2 applicati ai parametri di resistenza e moduli elastici;

- giunti sottili (< 10 mm): i coefficienti riportati in tabella C8A.2.2 applicati ai parametri di resistenza e moduli elastici; nel caso di resistenza a taglio l'incremento percentuale dei valori è la metà di quello considerato per la resistenza a compressione; nel caso di murature in pietra naturale è opportuna verificare che la lavorazione sia curata per l'intero spessore del paramento;
- presenza di ricorsi (o listature): i coefficienti in tabella C8A.2.2 si applicano ai soli parametri di resistenza; questo coefficiente si riscontra solo per le tipologie murarie in cui può comparire tale tecnica costruttiva;
- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: i coefficienti in tabella C8A.2.2 si applicano ai soli parametri di resistenza; tale coefficiente ha valore solo per le murature storiche.

Inoltre la tipologia muraria cui sono riferiti i valori in tabella C8A.2.1 è costituita da due paramenti accostati o nucleo interno di spessore limitato (inferiore allo spessore del paramento), le eccezioni riguardano la muratura a conci sbozzati (implicita la presenza di un nucleo interno), e la muratura in mattoni pieni (spesso presenta nucleo interno formato da materiale di reimpiego reso coeso). Nel caso in cui sia presente un nucleo interno ampio rispetto ai paramenti e/ o particolarmente scadente, bisogna ridurre i parametri di resistenza e deformabilità, omogeneizzando le caratteristiche meccaniche nello spessore. In assenza di valutazioni più accurate possono ridursi tali valori tramite il coefficiente indicato in tabella C8A.2.2.

Nel caso di muratura consolidata o edificio rinforzato, si possono valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche d'intervento, tramite i coefficienti in tabella C8A.2.2.:

- consolidamento con iniezioni di miscele leganti: il coefficiente si applica sia alle resistenze che ai moduli elastici; nel caso di muratura originale dotata di malta di buone caratteristiche, il coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche, infatti l'esito dell'intervento è indipendente dalle condizioni iniziali della malta;
- consolidamento con intonaco armato: per definire i parametri meccanici equivalenti è possibile applicare i coefficienti sia alle resistenze che ai moduli elastici; per i parametri relativi alla muratura originale, non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato esplica questa funzione (se eseguito correttamente, collegando con barre uncinato trasversali le due reti di armatura poste sulle due facce). Nel caso in cui le connessioni trasversali non siano di questa tipologia, il coefficiente moltiplicativo relativo all'intonaco armato deve essere diviso per il coefficiente relativo alla connessione trasversale riportato in tabella;
- consolidamento con diatoni artificiali: in questo caso si applica il coefficiente riportato in tabella relativamente alle murature con buona connessione trasversale.

I valori sopra elencati per murature consolidate possono essere impiegati come riferimento qualora non sia comprovata l'efficacia dell'intervento e siano stati valutati attraverso numerose prove i valori da adottarsi nel calcolo.

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

10 **BIBLIOGRAFIA**

- D.M. 14 gennaio 2008 – “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare 9 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- Direttiva P.C.M 9 febbraio 2011 – “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14-01-2008”;
- “Analisi strutturale per il recupero antisismico – Calcolo dei cinematismi per edifici in muratura secondo le NTC”, Giovanni Cangi, Mauro Caraboni, Alessandro De Maria, 2010, Tipografia del Genio Civile;
- “Il Comportamento delle costruzioni in muratura durante il sisma in Emilia - Tecniche di intervento”, Antonio Tralli (INTERVENTO PDF);
- “ Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi”, L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli, RELUIS;
- Tesi di laurea “Valutazione di vulnerabilità sismica del Palazzo Ducale di Mantova”, C. Davì, anno accademico 2012-2013.
- “Costruzioni in muratura e meccanismi di collasso”, A. De Maria, materiale del Corso di Teoria delle Strutture
- Bettoni, P. (2011). Palazzo Ducale e le sue acque.
- L'Occaso, S. (2009). *Palazzo Ducale Mantova*. Electa.
- Rodella, G. (1986). *De gli Dei la memoria, e de gli Heroi*. Mantova.

SITI CONSULTATI:

- www.mantovaducele.beniculturali.it
- www.reluis.it
- www.cslp.it

RINGRAZIAMENTI

Desidero sinceramente ringraziare i miei relatori: Prof. Ing. Renato Vitaliani, per avermi proposto questa tesi su uno degli argomenti secondo me più interessanti del corso di laurea e per averci trasmesso i suoi insegnamenti, ingegneristici e non, negli anni precedenti, e la Prof. Ing. Anna Saetta sia per avermi consigliata ed aiutata nello svolgimento di questo lavoro di tesi, sia per la disponibilità, la professionalità e la cortese attenzione sempre dimostrata. Non le sono mai mancati infatti l'entusiasmo e la chiarezza con cui mi ha comunicato la sua competenza in merito.

Un ringraziamento va anche al Prof. Ing. Alessandro Gasparini e all' Ing. Lorenzo De Stefani per il tempo e la pazienza spesi per aiutarmi.

Vorrei poi ringraziare la mia famiglia per avermi sostenuto e aiutato sempre, in particolare mio padre per aver voluto essere sempre in prima linea nella mia carriera universitaria, mia madre e mia sorella, insostituibile.

Ed infine ringrazio i miei amici, le amiche di sempre e quelli conosciuti grazie all'università, veri pilastri del mio percorso e con cui abbiamo condiviso tanti momenti di sconforto e gioia.