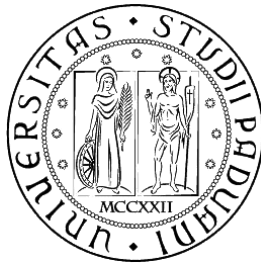


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

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

Tesi di Laurea

**ANALISI CRITICA DELL'INFLUENZA DELLE
TRASFORMAZIONI STORICHE SUL COMPORTAMENTO
STRUTTURALE DEL COMPLESSO DELLA LOGGIA AMULEA**

Relatore:
Prof.ssa Ing. Maria Rosa Valluzzi

Correlatori:
Prof. Arch. Andrea Giordano
Prof. Arch. Stefano Zaggia
Prof.ssa. Ing. Francesca da Porto
Ing. Giulia Bettiol
Ing. Mattia Pengo

Laureando:
Massimiliano Vescovo

ANNO ACCADEMICO 2014-2015

Abbreviazioni

Fonti archivistiche

ABAVe – Archivio delle Belle Arti di Venezia
AC – Atti del Comune
ACC- Atti del Consiglio Comunale
AGCPd – Archivio Generale del Comune di Padova
ASPd – Archivio di Stato di Padova
ASVe – Archivio di Stato di Venezia
BCPd – Biblioteca Civica di Padova
fasc. – fascicolo
MCPd – Musei Civici del Comune di Padova
Ms. – missiva

Altro

CTR – Carta tecnica regionale
GNDT – Gruppo Nazionale di Difesa contro i Terremoti
NTC2008 – Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni
OPCM – Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri
Ufficio LL.PP. – Ufficio civico Lavori Pubblici
PATI – Piano di Assetto del Territorio Intercomunale
PRG – Piano Regolatore Generale
VVF – Vigili del Fuoco

INDICE

INTRODUZIONE	1
CAPITOLO I – INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOLOGICO E SISMICO DEL SITO	5
1.1 Inquadramento dell'area	6
1.2 Inquadramento cartografico	9
1.3 Inquadramento geologico.....	10
1.4 Inquadramento sismico	11
1.4.1 Il rischio sismico	12
1.4.2 Storia sismica del luogo.....	13
CAPITOLO II – ANALISI STORICO CRITICA	19
2.1 Il Collegio Amuleo	20
2.2 I progetti non realizzati di Jappelli	25
2.3 Eugenio Maestri e la Loggia Amulea.....	36
2.3.1 La formazione.....	36
2.3.2 Le opere	37
Il Museo civico	38
Il palazzo delle Debite.....	40
Il prospetto per l'ex casa Zatta.....	42
Il Santuario dell'Arcella	42
2.3.3 La Loggia Amulea	43
2.4 Il progetto non realizzato del Museo Civico	47
2.5 La caserma dei Vigili del Fuoco - 1906	48
2.6 Gli interventi successivi – 1939.1962.1999	51
Sintesi cronologica degli eventi	55
APPENDICE	58
SCHEDE BIBLIOGRAFICHE	59
SCHEDE ICONOGRAFICHE.....	72
CAPITOLO III – RILIEVO FOTOGRAFICO	129
3.1 Descrizione generale	130
3.2 I prospetti.....	131
3.3 Gli interni	135
3.4 Destinazioni d'uso.....	140

CAPITOLO IV - RILIEVO GEOMETRICO	143
4.1 Inquadramento generale	144
4.2 Piante	145
4.3 Prospetti	151
4.4 Sezioni	157
4.5 Ricostruzione virtuale in 3d dell'area	161
CAPITOLO V – ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE CON INDICAZIONE DEI DANNI	163
5.1 Unità Strutturali e Unità Minime di Intervento.....	164
5.2 Rilievo strutturale.....	166
5.2.1 La Loggia Amulea	166
5.2.2 Il complesso retrostante la Loggia Amulea.....	177
5.3 Rilievo critico	184
5.3.1 Vulnerabilità	184
5.3.2 Rilievo critico dei danni, dei dissesti e dei degradi.....	189
5.3.2.1 La Loggia Amulea	189
5.3.2.2 Il complesso retrostante la Loggia Amulea	191
5.4 Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali	199
APPENDICE	202
PREVENTIVO DI SPESA OCCORRENTE PER LA RELAZIONE DELLA LOGGIA AMULEA	203
SCHEDA DI RILIEVO DELLA QUALITÀ MURARIA	210
CAPITOLO VI – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA E VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI	215
6.1 Normativa di riferimento	216
6.1.2 Sicurezza e prestazioni attese	217
6.1.2 Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento.....	220
6.2 Analisi dei carichi.....	220
6.2.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali	220
6.2.2 Carichi permanenti strutturali e non strutturali	223
6.2.3 Carico neve.....	242
6.2.4 Azione sismica.....	243
6.3 Modelli locali – Analisi per Macroelementi	251
6.3.1 Schemi generali di calcolo dei meccanismi di collasso.....	251
6.3.1.1 Meccanismo I: Ribaltamento fuori piano di parete monolitica semplicemente appoggiata al muro ortogonale	253

6.3.1.2 Meccanismo II: Ribaltamento fuori dal piano di una parete trattenuta da un cordolo.....	255
6.3.1.3 Meccanismo III: Ribaltamento del cantonale.....	255
6.3.1.4 Meccanismo IV: Rottura nel piano dei maschi murari.....	257
6.3.1.5 Meccanismo V: Flessione verticale di parete.....	257
6.3.2 Verifiche di sicurezza - metodo cinematico.....	258
6.3.2.1 Valutazione della curva di capacità dell'oscillatore equivalente.....	260
6.3.2.2 Verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare).....	261
6.3.2.3 Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare).....	262
6.3.3 Verifica dei macroelementi.....	263
6.4 Confronto tra le verifiche locali con un livello di conoscenza limitato e un progetto simulato con livello di conoscenza adeguato.....	331
6.5 Procedura automatica per il calcolo del coefficiente sismico e verifica di pareti in muratura: c-Sisma 3.0 Pro.....	334
Meccanismo 1.1: PARETE A 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA.....	337
Meccanismo 1.3: PARETE A 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA.....	338
Meccanismo 1.9: PARETE A 3 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA.....	339
Meccanismo 1.19: PARETE A 4 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA.....	340
Meccanismo 1.4: PARETE A 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE.....	341
Meccanismo 1.13: RIBALTAMENTO GLOBALE DI PARETE A 2 PIANI (Vulnus).....	342
Meccanismo 1.11: RIBALTAMENTO GLOBALE DI PARETE A 3 PIANI (Vulnus).....	343
Meccanismo 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO.....	344
Meccanismo 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO.....	345
Meccanismo 1.12: PARETE 3 PIANI – ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (Vulnus).....	346
Meccanismo 1.14: PARETE 2 PIANI – ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (Vulnus).....	347
6.5.1 Risultati delle analisi.....	347
6.5.2 Confronto dei risultati ottenuti dal calcolo manuale dei meccanismi locali e dal programma c-Sisma.....	348
6.6 Procedura automatica per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in muratura: Vulnus Vb 4.0.....	350

6.6.1 Applicazione della metodologia Vulnus al caso studio	352
CAPITOLO VII – VERIFICA DEI MECCANISMI D’INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA	365
7.1 Il programma 3Muri	366
7.2 Definizione del modello	371
7.2.1 Il comportamento delle pareti al sisma	372
7.2.2 Modellazione dei solai.....	375
7.2.3 Definizione della mesh di calcolo	376
7.3 La Loggia Amulea	379
7.3.1 - Modello 1	379
7.3.2 - Modello 2	385
7.3.3 - Modello 3	388
7.4 Il complesso retrostante la Loggia Amulea	392
7.4.1 – Modello 1	392
7.4.2 – Modello 2	399
7.4.3 – Modello 3	402
7.5 Evoluzione del comportamento strutturale dal 1906 ad oggi.....	406
7.5.1 La caserma nel 1906	406
7.5.2 L’ampliamento del 1939.....	410
7.5.3 Analisi critica dei risultati ottenuti	413
7.6 Considerazioni finali	418
CAPITOLO VIII – ANALISI DEGLI INTERVENTI DI RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA	423
8.1 Criteri generali di intervento.....	424
8.2 Analisi locale	426
8.3 Analisi globale	431
8.3.1 Interventi di miglioramento sulla Loggia Amulea	432
8.3.2 Interventi di miglioramento sul complesso retrostante la Loggia Amulea	437
CONCLUSIONI.....	445
Bibliografia.....	451
Manuali consultati	453
Archivi consultati.....	453
Normativa e linee guida di riferimento.....	453
Siti di riferimento	454

INTRODUZIONE

Il presente lavoro di tesi ha come oggetto lo studio critico del comportamento strutturale della Loggia Amulea e del complesso retrostante, in relazione alle trasformazioni subite nel corso della storia.

Il lavoro rientra in un programma di collaborazione tra il Comune di Padova e l'Università patavina con l'obiettivo di studiare il comportamento strutturale di alcuni edifici di interesse storico-artistico e/o strategico di proprietà comunale.

Lo scopo è quello di capire come sia cambiata la risposta sismica del complesso amuleo nel corso dell'ultimo secolo, prevedendo interventi di miglioramento sismico, qualora necessari, anche in relazione allo stato di danno e al quadro fessurativo rilevati. È necessario comprendere con chiarezza il comportamento dei fabbricati, considerando l'evoluzione della risposta sismica e verificando se le strutture sono in grado di resistere, con un certo margine di sicurezza, alle sollecitazioni di progetto. Si studia quindi come le modifiche apportate nel corso degli anni abbiano influito, migliorando o peggiorando, il comportamento di una struttura che si trova nel territorio Padovano caratterizzato da una bassa sismicità.

Nella stesura dei capitoli della presente tesi si è preso spunto, soprattutto per quello che riguarda l'organizzazione interna dei capitoli, dallo "Schema di capitolato prestazionale per l'esecuzione delle verifiche sismiche" che è contenuto all'interno delle "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".¹ Lo schema di capitolato è stato redatto nell'ambito del progetto "Sisma Abruzzo, risorse CIPE delibera 35/2005 – linea di attività verifiche della vulnerabilità sismica" e fornisce tutte le specifiche utili che devono essere contenute negli elaborati per una corretta verifica di sicurezza strutturale.

Il complesso allo studio è rappresentato dalla Loggia Amulea e dagli edifici retrostanti, che ospitano alcuni uffici del Comune e la sede del comando della Polizia Locale (ma fino agli anni Novanta costituiva il quartier generale dei Vigili del Fuoco di Padova e del comando provinciale). La Loggia Amulea e i fabbricati retrostanti si trovano nel

¹ *Linee guida per la valutazione e la 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 del 14 gennaio 2008

centro città e quindi in un'area vincolata di interesse storico (la facciata della Loggia è soggetta a vincolo archeologico poiché fa parte della cortina edilizia che affaccia su Prato della Valle).

La prima parte della tesi è dedicata ad un inquadramento geografico, geologico e sismico dell'area in cui si inserisce il caso studio. Il passo successivo prevede un'analisi approfondita dell'evoluzione storica dei manufatti che, nello specifico, è stata condotta attraverso una accurata ricerca bibliografica e archivistica.

I documenti recuperati nell'Archivio di Stato di Padova e in Archivio Generale del Comune hanno permesso di conoscere la storia, l'evoluzione dei fabbricati e le articolate vicende progettuali. Una completa conoscenza delle trasformazioni, delle alterazioni e degli ampliamenti avvenuti nel corso degli anni costituisce un elemento imprescindibile per la corretta individuazione dello schema strutturale che veicola la risposta sismica dei manufatti.

Tramite alcuni sopralluoghi in sito e con l'aiuto dei documenti d'archivio sono stati portati a termine anche il rilievo fotografico e quello geometrico, che hanno permesso di documentare lo stato di fatto e avere a disposizione un idoneo quadro conoscitivo per le fasi successive di verifica.

Con il contributo delle informazioni contenute nei capitolati di spesa originali sono state, invece, elaborate una serie di tavole grafiche che schematizzano l'impianto strutturale e i materiali impiegati nella costruzione. La ricerca storica e le ispezioni compiute sul campo hanno inoltre permesso di ipotizzare la tipologia dei materiali e di individuare gli elementi di vulnerabilità e le forme di degrado presenti.

Quanto appena descritto costituisce la premessa per condurre le verifiche locali e globali sul complesso della Loggia Amulea con l'obiettivo di comprenderne la risposta sismica in relazione alle vicende del passato.

Gli strumenti di verifica utilizzati sono differenti in maniera tale da poter confrontare e analizzare criticamente i risultati ottenuti; le analisi locali, ad esempio, sono state condotte sia attraverso il calcolo manuale dei cinatismi che avvalendosi del programma "c-Sisma 3.0 Pro". Per la verifica globale, invece, è stato utilizzato prima il software "Vulnus Vb 4.0" che ha permesso di fare una analisi speditiva della vulnerabilità sismica delle principali unità strutturali e, successivamente, il programma "3Muri". Con questo software è stata condotta una analisi di tipo statico non lineare (push-over) secondo la schematizzazione a telaio equivalente, sia della Loggia Amulea che del complesso retrostante.

Per descrivere l'evoluzione del comportamento strutturale, a seguito degli ampliamenti e delle demolizioni, sono stati studiati anche i modelli globali delle principali fasi storiche del comando della Polizia Locale (1906-1939-1962). I risultati ottenuti hanno permesso di individuare le parti più vulnerabili della struttura sulle quali, poi, si è ipotizzato di intervenire per migliorare la risposta strutturale

È stata, inoltre, effettuata la verifica sismica a livello locale (Excel) e globale ("3Muri"), delle due strutture, con un livello di conoscenza adeguato. Questo ha permesso di dimostrare che un approfondimento delle indagini comporterebbe un risparmio economico in fase esecutiva riducendo l'invasività e il numero degli interventi.

Le analisi eseguite tramite calcolo manuale, "c-Sisma", "Vulnus" e "3Muri" risultano metodologie integrate e offrono risultati importanti nello studio di edifici storici in muratura; la verifica speditiva a livello locale su macroelementi diversi è, infatti, un supporto fondamentale per le valutazioni più generali compiute a livello globale.

L'obiettivo di questa tesi non è quello di redigere un piano degli interventi ma di individuare le criticità della struttura localmente e globalmente, cercando di capire i motivi all'origine di queste vulnerabilità e ipotizzando, qualora necessario, i parametri e le aree sulle quali intervenire per migliorare la risposta strutturale e inibire i meccanismi di collasso.

Organizzazione della tesi

L'organizzazione della tesi si basa sulle indicazioni contenute all'interno delle "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale". I primi capitoli riguardano l'inquadramento geografico, geologico e sismico dell'area (cap. 1), l'analisi storico-critica (cap. 2), il rilievo fotografico (cap. 3) e il rilievo geometrico (cap. 4). Inoltre è stato sviluppato un capitolo dedicato al rilievo strutturale con indicazione dei danni e degli elementi vulnerabili (cap. 5) e uno allo studio della sicurezza sismica dell'edificio attraverso l'analisi locale dei cinematismi (cap. 6). L'ultima parte della tesi, invece, è rivolta all'analisi globale del complesso amuleo e delle fasi storiche (cap. 7). Nell'ultimo capitolo invece sono stati studiati dei possibili interventi con lo scopo individuare i parametri e le aree su cui intervenire al fine di garantire un miglioramento sismico degli edifici (cap. 8).

CAPITOLO I – INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOLOGICO E SISMICO DEL SITO

CAPITOLO II – ANALISI STORICO CRITICA

CAPITOLO III – RILIEVO FOTOGRAFICO

CAPITOLO IV - RILIEVO GEOMETRICO

CAPITOLO V – ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE
CON INDICAZIONE DEI DANNI

CAPITOLO VI – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA E VERIFICA DEI MECCANISMI
LOCALI

CAPITOLO VII – VERIFICA DEI MECCANISMI D’INSIEME MEDIANTE ANALISI NUMERICA

CAPITOLO VIII – ANALISI DEGLI INTERVENTI DI RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

**CAPITOLO I – INQUADRAMENTO GEOGRAFICO,
GEOLOGICO E SISMICO DEL SITO**

1.1 Inquadramento dell'area

La Loggia Amulea, caso studio della presente tesi, è un edificio situato in pieno centro storico nella città di Padova. Si tratta di un manufatto in stile neogotico che sorge sul fronte occidentale di piazza Prato della Valle. Il complesso si inserisce in un tessuto urbano estremamente edificato occupando un lotto lungo circa 140 metri e largo circa 40. Presenta un orientamento sud-est nord-ovest dove l'accesso pedonale e carraio è possibile solo dal Prato, dal momento che su via Carlo Cerato sorge un immobile di altra proprietà. Il contesto urbano, dove si colloca l'opera, è rappresentativo di una città che affonda le sue origini nel passato: il monastero di Santa Giustina, l'Orto Botanico, la Basilica di Sant'Antonio, i palazzi signorili di Prato della Valle, sono gli



Figura 1.01 Orto foto

edifici più vicini alla Loggia che confermano le qualità di una città intrisa di storia. La Loggia è inoltre parte integrante di una grande scena che affaccia sulla Piazza, la quale nel 1767, al termine di una lunga contesa, fu ceduta dal monastero di Santa Giustina all'amministrazione cittadina. Tale passaggio di proprietà rappresentò da un lato la possibilità per il Comune di intervenire liberamente sull'area e dall'altro sancì l'onere di risolvere i secolari problemi idrici, di salubrità e di dissesto della zona. Per

queste ragioni nello stesso anno fu creata una magistratura ad hoc che si occupasse di quest'area: la Presidenza del Prato. La svolta nella vicende di una delle più grandi piazze d'Europa è da riferire ad Andrea Memmo, il quale immaginò di fare del Prato un luogo non solo adatto a manifestazioni e fiere, che da sempre si erano tenute nella piazza, ma anche uno dei centri principali della vita cittadina. Il progetto, ideato nei suoi tratti principali da Andrea Memmo, che era un appassionato di architettura, portò alla creazione di un'isola centrale circondata da un invaso artificiale, alimentato dal canale Alicorno. La progettazione ufficiale della piazza fu però affidata, da Memmo, all'abate Domenico Cerato, che era docente di architettura all'Università di Padova. Alle spalle della Loggia si trova, inoltre, un complesso realizzato a posteriori ed in più fasi, tra il 1906 e il 1962, che ospitò fino agli anni Novanta la sede dei Vigili del Fuoco di Padova nonché il comando provinciale.

La forma è quella di una "U" leggermente rovesciata che quasi tocca gli edifici confinanti e definisce uno spazio centrale a corte (su cui affaccia il prospetto posteriore della Loggia Amulea).

A differenza dei fabbricati limitrofi è chiaro che questo grande vuoto centrale avesse una funzione precisa poiché è un elemento non comune ai palazzi che affacciano sul Prato della Valle. Il motivo va probabilmente cercato nella necessità dei pompieri di avere a disposizione un grande spazio di manovra per le autobotti e per le esercitazioni. È anche per queste ragioni che osservando la Carta Tecnica Regionale non è difficile individuare la posizione del complesso amuleo, sul lato ovest della piazza, inserito in un contesto densamente edificato e caratterizzato per la maggior parte da palazzi signorili che definiscono una cortina edilizia continua che fa da cornice alla grande piazza padovana.



Figura 1.02 CTR, Carta Tecnica Regionale, 1:5000

1.2 Inquadramento cartografico

La conoscenza preliminare del complesso e del contesto circostante in cui si colloca la Loggia Amulea, attraverso un'analisi cartografica, ha permesso di individuare le vocazioni dell'area e i vincoli cui è sottoposta.

Dai dati catastali aggiornati ad agosto 2013, sono state ricavate le seguenti informazioni¹:

Fabbricati catastali		Particelle catastali	
Foglio NCTR	126	Foglio NCTR	126
Mappale NCTR	527	Mappale NCTR	527
Superficie	1348.360028	Superficie	5278.571721

Tabella 1.01: Dati catastali Loggia Amulea

La cartografia del PRG (Piano Regolatore Generale) relativo al centro storico di Padova, che disciplina l'assetto edilizio e lo sviluppo del territorio comunale (facendo riferimento anche ai vincoli da osservare nelle zone a carattere storico, ambientale, paesistico), ci dice che il prospetto principale della Loggia Amulea si eleva sul perimetro esterno del "Sistema Prato della Valle".

Altre informazioni utili si ricavano dalla:

- Tavola B1 del PRG del centro storico che definisce le: MODALITÀ' DEGLI INTERVENTI

La Loggia Amulea si trova nell'unità di piano della classe C ed è sottoponibile a soli interventi di restauro

- Tavola B2 del PRG del centro storico che definisce le: DESTINAZIONI D'USO

La categoria in cui rientra è quella di attrezzature di interesse comune.²

La lettura del PATI (Piano di Assetto del Territorio intercomunale) permette di ricavare i vincoli cui è sottoposto il complesso oggetto del presente lavoro di tesi. La Loggia sorge in centro storico e rientra in un'area sottoposta a vincolo paesaggistico per la presenza di elementi ed aree di notevole interesse pubblico. Il fronte principale della Loggia che affaccia sul Prato è inoltre sottoposto a vincolo archeologico (D.Lgs. 42/2004).

¹ groupware.comune.padova.it/casperwebprg.

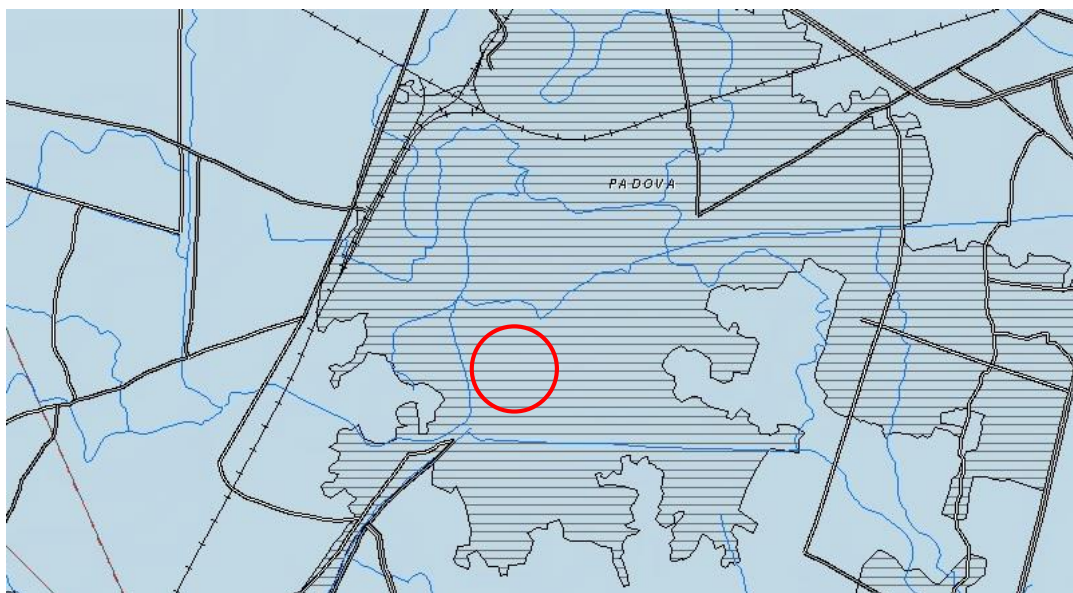
² Ibid.

La carta delle fragilità invece, delimitando le aree esondabili o a rischio idraulico, classifica il territorio padovano in tre classi (aree idonee, aree idonee a condizione e aree non idonee) sulla base delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche e al rischio idraulico. Dalla lettura delle indicazioni contenute in questa si nota che il complesso amuleo si inserisce in un'area idonea.

Dalla carta litologica e idrogeologica, invece, si ricava che buona parte del centro storico risulta essere costruito su materiale di riporto ed in particolare la falda freatica è posta a una profondità compresa tra 2 e 5 metri dal piano campagna³.

1.3 Inquadramento geologico

Prima di studiare nello specifico il complesso della Loggia Amulea è necessario comprendere le caratteristiche tipologiche del sottosuolo su cui il manufatto è stato costruito. Di seguito è riportato un estratto della Carta Litostratigrafica del Veneto (disponibile in scala 1:250000) con cui è possibile chiarire la tipologia di suolo del centro abitato di Padova (indicato dalla campitura nera a strisce orizzontali)⁴. L'area in oggetto è caratterizzata da un terreno costituito prevalentemente da depositi limo argillosi.







-  Limi e argille prevalenti - Quaternario
-  Corsi d'acqua
-  Strade provinciali
-  Autostrade

Figura 1.03 estratto della Carta Litostratigrafica del Veneto

³ Tavola B.2.3, Piano di Assetto del Territorio Intercomunale, Comune di Padova.

⁴ gisgeologia.regione.veneto.it

Nello specifico, facendo riferimento alla cartografia digitale messa a disposizione da Arpa Veneto (ARPAV) sono state indagate in maniera più approfondita le caratteristiche del suolo. Il centro storico di Padova è identificato con il codice PTA BR3⁵ che sta ad indicare:

- BR: Bassa Pianura calcarea, a valle della linea delle risorgive, con modello di posizionale a dossi sabbiosi e piane e depressioni a depositi fini
- 3: indica pianura alluvionale indifferenziata, formatasi da limi molto o estremamente calcarei, profondi, o moderata differenziazione del profilo, parziale decarbonatazione, con iniziale accumulo di carbonati in profondità.⁶

Record	Regione di suoli	Provincia di suoli	Sistema di suoli	Unità cartografica	Area (Ha)
1	18.8	BR	BR3	BR3.3	15936,09

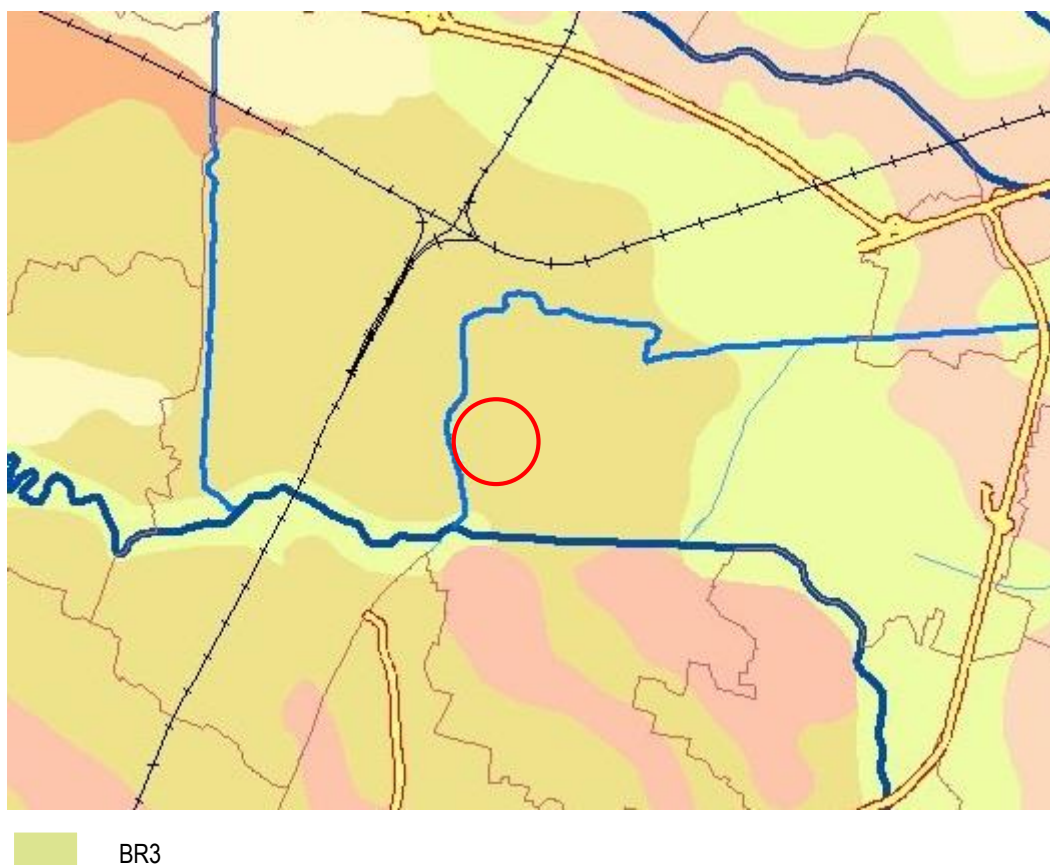


Figura 1.04 estratto della Carta dei Suoli del Veneto

⁵ www.arpa.veneto.it

⁶ Allegato esplicativo relativo ai codici PTA in ARPAV, *Carta dei suoli del Veneto*, pp. 69-71

1.4 Inquadramento sismico

1.4.1 Il rischio sismico

Un elemento fondamentale nello studio della sismicità dei luoghi è la conoscenza del rischio sismico. Il territorio italiano è caratterizzato da un rischio sismico tra i più elevati dell'area mediterranea poiché la penisola si trova in prossimità della zona di contatto tra la zolla africana e quella euroasiatica. Il concetto di rischio è legato alla probabilità che un evento si verifichi e alle conseguenze negative che ne deriverebbero, inoltre misura il danno che ci si può attendere in un dato periodo in relazione al tipo di sismicità, alla resistenza delle costruzioni e all'antropizzazione⁷. Il rischio sismico è il risultato degli effetti di pericolosità vulnerabilità ed esposizione.

- Pericolosità: è rappresentata dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che interessano un territorio, ovvero dalla sua sismicità. Viene definita come la probabilità che in una data area, in un certo intervallo di tempo, si verifichi un terremoto che superi un dato livello di intensità, magnitudo o accelerazione di picco al suolo (Pga). La pericolosità non dipende da ciò che l'uomo ha costruito ma solamente da parametri quali la geomorfologia del luogo, la distanza dall'epicentro etc. Il territorio italiano è stato classificato facendo riferimento proprio alla pericolosità sismica allo scopo di definire le azioni di riferimento in ogni zona.
- Vulnerabilità: è la propensione di una struttura, persona, bene o attività a subire un danno a fronte di un evento sismico di variabile intensità. Misura la perdita di efficacia e la capacità residua degli edifici danneggiati di continuare a svolgere la propria funzione. La vulnerabilità è strettamente legata a ciò che l'uomo ha costruito.
- Esposizione: è la misura quantitativa del valore economico e sociale (in termini di vite umane) di una struttura; l'esposizione può essere ridotta con una corretta progettazione nell'uso del suolo.⁸

In relazione a quanto appena detto è possibile fare delle considerazioni sul rischio sismico della città di Padova: il sito presenta una pericolosità limitata, mentre sono elevate la vulnerabilità, a causa di numerosi beni di interesse storico-artistico e attività pubbliche, e l'esposizione, per l'alta densità insediativa che caratterizza il centro storico.

⁷ www.protezionecivile.it

⁸ www.protezionecivile.gov.it

1.4.2 Storia sismica del luogo

Il Veneto è un territorio interessato periodicamente da eventi sismici anche di forte intensità e con i dati messi a disposizione dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia è possibile analizzare in dettaglio la storia sismica della città di Padova. Dal Database Macrosismico del 2011 (DBMI11) si può notare che nel padovano, dal 1117 al 2004,⁹ sono stati registrati 146 eventi sismici con epicentro in diverse città del nord Italia. I principali, misurati con la scala macrosismica MCS, sono riportati qui sotto.

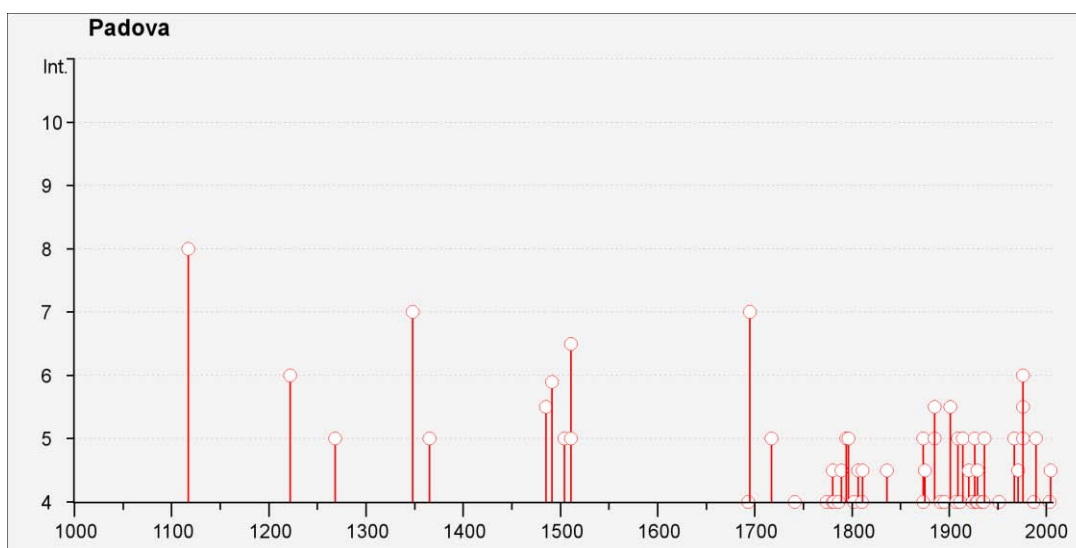


Figura 1.05 Storia sismica di Padova

I terremoti che hanno interessato la Loggia Amulea sono tuttavia quelli successivi al 1858, quindi successivi alla data di costruzione. Si può notare che sono numerose le scosse registrate nella seconda metà dell'Ottocento ma la loro intensità macrosismica non ha mai raggiunto valori superiori al grado 6, che corrisponde a:

- qualche leggera lesione negli edifici e finestre in frantumi.¹⁰

Dai documenti consultati non risulta, tuttavia, che il complesso abbia mai subito danni in seguito ad eventi sismici.

⁹ www.emidius.mi.ingv.it

¹⁰ Gradi della scala MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg)

I	- Strumentale	Avvertita solo dagli strumenti
II	- Debole	Avvertita solo da poche persone sensibili in condizioni particolari
III	- Leggera	Avvertita da poche persone
IV	- Moderata	Avvertita da molte persone; tremiti di infissi e cristalli; oscillazione di oggetti sospesi
V	- Piuttosto forte	Avvertita da molte persone, anche addormentate; caduta di oggetti
VI	- Forte	Qualche lesione agli edifici
VII	- Molto forte	Caduta di comignoli; lesione agli edifici
VIII	- Distruttiva	Rovina parziale di alcuni edifici; vittime isolate
IX	- Rovinosa	Rovina totale di alcuni edifici; molte vittime; crepacci nel suolo
X	- Disastrosa	Crollo di parecchi edifici; numerose vittime; crepacci evidenti nel terreno
XI	- Molto disastrosa	Distruzione di agglomerati urbani; moltissime vittime; crepacci; frane; maremoto
XII	- Catastrofica	Danneggiamento totale; distruzione di ogni manufatto; pochi superstiti; sconvolgimento del suolo; maremoto

Figura 1.06 Gradi della scala MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg)

Nelle seguenti tabelle si riportano i terremoti che hanno interessato il territorio di Padova ed i relativi epicentri. I dati sono forniti dal Database Macrosismico dell'istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

La tabella seguente riporta la serie completa di scosse che sono state registrate nella città dopo l'anno 1000 d.C.

Per ogni evento sono riportati:

- intensità percepita;
- data (AAAA/MM/GG) e ora (se rilevata);
- parametri epicentrali (epicentro e Mw);
- intensità epicentrale.

Seismic history of Padova**[45.407, 11.876]**

Total number of earthquakes: 119

Is	Effects	Earthquake occurred:								
		Anno	Me	Gi	Or	Area epicentrale	Studio	nMDP	Io	Mw
D		1117	01	03	13	Veronese	CFTI	85	9-10	6.49
6		1222	12	25	11	Basso bresciano	CFTI	40	8-9	6.05
NR		1234	03	20		FERRARA	DOM	5	7	5.17
5		1268	11	04		Trevigiano	CFTI	4	7-8	5.37
NC		1285	12	13		FERRARA	DOM	2	6-7	5.03
NC		1346	02	22	11	Ferrara	CFTI	14	7-8	5.81
5		1348	01	25		CARNIA	DOM	46	9-10	6.66
NR		1410	05	09	22 30	FERRARA	DOM	3	6-7	5.03
5-6		1485	09	01		PADOVA	DOM	4	5-6	4.68
7		1491	01	24	23 30	Verona	CFTI	8	7-8	5.37
4		1505	01	03	02	Bologna	CFTI	31	7	5.47
6-7		1511	03	26	14 40	Slovenia	CFTI	66	9	6.51
5		1511	03	28	12 15	Slovenia	CFTI	8	5-6	4.74
F		1570	11	17	19 10	Ferrara	CFTI	60	7-8	5.48
3		1688	04	11	11 30	ROMAGNA	DOM	36	9	5.88
4		1693	07	06	09 15	GOITO	DOM	13	7	5.27
7		1695	02	25	05 30	Asolano	CFTI	82	9-10	6.61
6-7		1741	04	24	09 20	FABRIANESE	DOM	135	9	6.08
F		1743	02	20	16 30	Basso Ionio	CFTI	77	9-10	6.90
F		1768	10	19	23	Appennino romagnolo	CFTI	24	9	5.84
3-4		1776	07	10		TRAMONTI	DOM	19	8-9	5.82
3		1779	06	04	07	Bolognese	CFTI	12	6-7	4.97
4-5		1780	02	06	04	Bolognese	CFTI	7	5-6	4.85
4-5		1780	05	25		RAVENNA	DOM	5	6-7	5.03
F		1781	04	04		FAENTINO	DOM	78	9	5.84
F		1781	07	17	09 40	Romagna	CFTI	33	8	5.53
3		1786	04	07		PIACENZA	DOM	8	6-7	5.31
4		1786	12	25	01	Riminese	CFTI	91	8	5.67
3		1787	07	16	10	Ferrara	CFTI	3	5-6	4.63
3-4		1788	10	20		TOLMEZZO	DOM	7	8-9	5.71
4-5		1789	08	04		TRAMONTI	DOM	5	5-6	4.63
4-5		1794	06	07		TRAMONTI	DOM	18	7-8	5.55
5		1796	10	22	04	Emilia orientale	CFTI	26	7	5.63
3		1799	05	29	19	CASTENEDOLO	DOM	12	6-7	5.06
4		1802	05	12	09 30	Valle dell'Oglio	CFTI	66	8	5.67
4-5		1806	02	12		NOVELLARA	DOM	28	7	5.26
4		1810	12	25	00 45	NOVELLARA	DOM	33	7	5.28
4-5		1811	07	15	22 44	SASSUOLO	DOM	21	7	5.24
F		1812	10	25	07	SEQUALS	DOM	34	7-8	5.70
3		1813	09	21	07 45	Romagna centrale	CFTI	12	7	5.32
4		1818	12	09	18 52	LANGHIRANO	DOM	27	7-8	5.57
F		1832	03	13	03 30	Reggiano	CFTI	93	7-8	5.59
4-5		1834	07	04	00 35	ALTA LUNIGIANA	DOM	21	6-7	5.14
2-3		1834	10	04	19	Bologna	CFTI	10	5-6	4.63
4-5		1836	06	12	02 30	BASSANO	DOM	26	7-8	5.48
NR		1841	10	15	22	SANGUINETTO	DOM	19	6	4.83
F		1857	02	01		PARMENSE	DOM	22	6-7	5.26
F		1859	01	20	07 55	COLLALTO	DOM	36	6-7	4.97
3		1861	10	16		FORLI'	DOM	10	6-7	5.13
3		1870	10	30		MELDOLA	DOM	27	8	5.59
3		1873	03	12	20 04	Marche meridionali	CFTI	196	8	5.88
5		1873	06	29	03 58	Bellunese	CFTI	199	9-10	6.33
4-5		1873	09	17		LIGURIA ORIENTALE	DOM	68	6-7	5.52
4-5		1875	03	17	23 51	Romagna sud-orient.	CFTI	143	8	5.74
2-3		1878	03	12	21 26	Bolognese	CFTI	27	6	4.83
2-3		1879	06	22	04 15	TARCENTO	DOM	16	5-6	4.81
F		1881	01	24	16 04	Bolognese	CFTI	30	6-7	5.14

5	1885 02 26 20 48	SCANDIANO	DOM	78	6	5.22
2	1887 02 23 05 21 50	Liguria occidentale	CFTI	1515	9	6.29
4	1891 06 07 01 06 14	Valle d'Illasi	CFTI	403	8-9	5.71
3	1892 01 05	GARDA OCC.	DOM	100	6-7	4.96
2-3	1894 11 27	FRANCIACORTA	DOM	168	6-7	4.95
3	1895 03 23	COMACCHIO	DOM	37	6	4.83
4	1895 04 14 22 17	Slovenia	CFTI	296	8	6.25
3	1895 06 10 01 47	VALDOBBIADENE	DOM	73	6-7	5.06
RS	1896 10 16	ALBENGA	DOM	60	6	4.90
RS	1897 01 27 01 35	RECOARO	DOM	17	5-6	4.63
3	1897 07 15 05 57	Slovenia	CFTI	53	6	5.13
NF	1898 01 16 12 10 05	Romagna settent.	CFTI	73	6-7	5.03
3	1898 03 04	CALESTANO	DOM	260	6-7	5.07
F	1900 03 04 16 55	VALDOBBIADENE	DOM	98	6	5.22
5-6	1901 10 30 14 49 58	Salo'	CFTI	191	8	5.67
RS	1902 06 27 16 48	CASENTINO	DOM	21	6	4.83
RS	1904 04 08 08 22	GARGANO	DOM	32	6-7	4.98
RS	1905 08 25 20 41	SULMONA	DOM	39	6-7	5.28
RS	1905 11 26	IRPINIA	DOM	136	7	5.32
3-4	1907 04 25 04 52	BOVOLONE	DOM	136	6	4.94
3-4	1908 03 15 07 50	CRESPADORO	DOM	25	6	5.01
2-3	1908 07 10 02 13 35	Carnia	CFTI	120	7-8	5.34
5	1909 01 13 00 45	BASSA PADANA	DOM	799	6-7	5.53
2	1909 08 25 00 22	MURLO	DOM	283	7-8	5.40
5	1911 02 19 07 18 30	Romagna meridionale	CFTI	185	7	5.38
RS	1911 09 13 22 29	CHIANTI	DOM	103	7	5.14
RS	1914 10 26 03 45	TAVERNETTE	DOM	67	7	5.36
5	1914 10 27 09 22	GARFAGNANA	DOM	618	7	5.79
3	1915 01 13 06 52	AVEZZANO	DOM	1040	11	6.99
RS	1915 03 26 23 37	ASSISI	DOM	25	6-7	5.03
2-3	1915 10 10 23 10	REGGIO EMILIA	DOM	30	6	5.01
F	1916 05 17 12 50	Alto Adriatico	CFTI	130	8	5.85
F	1916 08 16 07 06 14	Alto Adriatico	CFTI	256	8	5.92
4-5	1920 09 07 05 55 40	Garfagnana	CFTI	638	9-10	6.48
RS	1922 06 08 07 47	CALDAROLA	DOM	52	6	5.00
4	1924 12 12 03 29	CARNIA	DOM	78	7	5.53
5	1926 01 01 18 04 03	Slovenia	CFTI	63	7-8	5.71
RS	1927 10 28 21 49	BEDONIA	DOM	51	6	5.13
4	1928 03 27 08 32	CARNIA	DOM	359	8-9	5.75
RS	1928 06 13 08	CARPI	DOM	35	6-7	4.85
4	1929 04 20 01 09 46	Bolognese	CFTI	628	7	5.55
3	1930 10 30 07 13	SENIGALLIA	DOM	263	9	5.94
3-4	1931 12 25 11 41	TARCENTO	DOM	45	7	5.36
RS	1932 01 02 23 36	CROTONESE	DOM	22	6-7	5.62
3	1932 02 19 12 57 11	Monte Baldo	CFTI	21	7-8	5.01
4	1934 11 30 02 58 23	Adriatico	CFTI	51		5.77
4	1935 06 05 11 48	FAENTINO	DOM	27	6	5.34
5	1936 10 18 03 10	BOSCO CANSIGLIO	DOM	267	9	5.90
NF	1945 12 15 05 27	VARZI	DOM	12	5-6	4.78
3	1951 05 15 22 54	LODIGIANO	DOM	126	6-7	5.24
F	1956 02 20 01 29	ARGENTA	DOM	32	5-6	4.98
RS	1967 12 09 03 09	ADRIATICO MER.	DOM	22	6	4.83
5	1967 12 30 04 19	BASSA PADANA	DOM	40	6	5.36
4-5	1971 07 15 01 33 23	Parmense	CFTI	228	7-8	5.61
4	1972 10 25 21 56	PASSO CISA	DOM	198	5	4.95
5-6	1976 05 06 20	FRIULI	DOM	770	9-10	6.43
6	1976 09 15 09 21 18	Friuli	CFTI	54	8-9	5.92
3	1983 11 09 16 29 52	Parmense	CFTI	835	6-7	5.10
2-3	1986 12 06 17 07 19	BONDENO	DOM	604	6	4.56
4	1987 05 02 20 43 53	REGGIANO	DOM	802	6	5.05
5	1989 09 13 21 53 60	PASUBIO	BMING	779	6	4.96
3-4	1996 10 15 09 55 60	CORREGGIO	INGVAM	135	7	5.44

Tabella 1.02: Storia sismica di Padova, www.emidius.mi.ingv.it

In Italia dal 2003 è stata definita la mappa di pericolosità sismica, che è stata introdotta con Ordinanza n. 3274/2003,¹¹ per chiarire i criteri generali di

classificazione sismica del territorio nazionale.

La mappa di pericolosità è diventata riferimento ufficiale con Ordinanza n. 3519/2006¹² e ha suddiviso il territorio nazionale in quattro zone a diversa sismicità in relazione ai valori massimi di accelerazione orizzontale su suolo rigido o pianeggiante con una probabilità di superamento del 10% ogni 50 anni. Secondo quanto previsto dalla legge la città di Padova si configurava in zona sismica 4, cioè zona a pericolosità sismica molto bassa.

Ad oggi la normativa di riferimento è rappresentata dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) che si basano su una microzonazione del territorio nazionale con maglia regolare quadrata di lato circa 10 km. La mappa che ricaviamo dalle NTC permette di valutare la sismicità in qualsiasi punto del territorio nazionale o mediante stima diretta, se il Comune si trova in una posizione che coincide con un punto notevole del retino, oppure attraverso una media pesata dei 4 punti più vicini a quello cercato. Al comune di Padova è associato un valore di accelerazione di picco al suolo compreso tra 0.075 e 0.100.

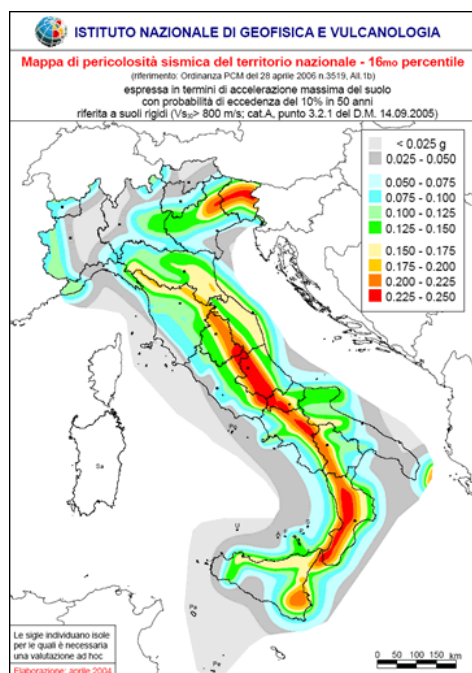


Figura 1.07 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale e della Regione Veneto

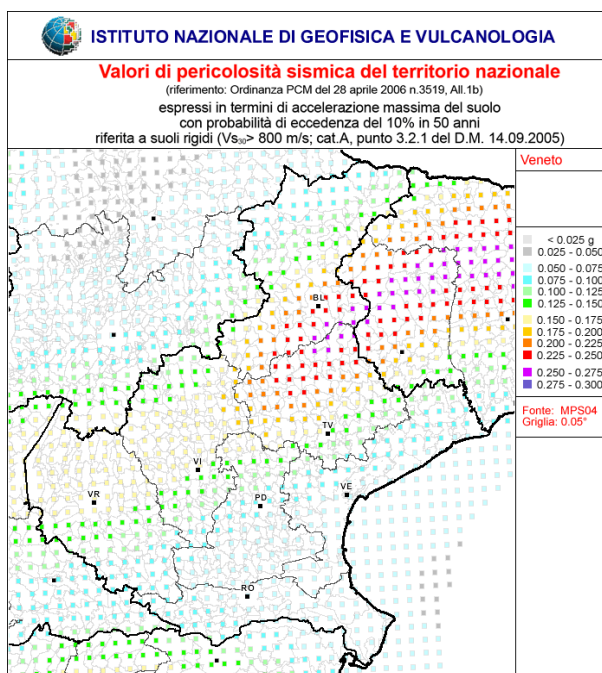


Figura 1.08 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale e della Regione Veneto

¹¹ Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

¹² Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 – Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.

CAPITOLO II – ANALISI STORICO CRITICA

2.1 Il Collegio Amuleo

Un'approfondita ricerca storica ha permesso di far luce sulle vicende che hanno caratterizzato nei secoli scorsi il sito dove ora sorge la Loggia Amulea. Trasformazioni radicali occorse nel tempo, hanno, in più di un'occasione, alterato l'assetto urbanistico su cui oggi si estende il complesso amuleo. Questo si affacciava su Prato della Valle che rappresentava nel passato una importante piazza, dove si tenevano feste e manifestazioni pubbliche che attiravano un numero considerevole di persone.

Molti artisti hanno più volte trovato ispirazione in questo ambiente urbano trasformato nel 1775, sulla base delle idee di Andrea Memmo (1729-1793), per cercare di risolvere le problematiche dell'area e ridare vita all'economia della città. Il Prato è



Figura 2.01 G. Valle, *Prato della Valle*, 1784.

caratterizzato da un'isola centrale di forma ellittica, l'odierna isola Memmia, circondata da una canaletta e fiancheggiata da un doppio giro di statue raffiguranti personaggi illustri (insegnanti e allievi della Scuola patavina); una serie di edifici

chiudono la piazza creando un fronte pressoché continuo, nonché una sorta di palco che affaccia proprio verso il Prato, che rappresentava nel passato la scena dove si svolgevano le manifestazioni. Sono numerosi i dipinti e le vedute di Prato della Valle che ci sono pervenuti e che ci permettono di ricostruire non solo come il tessuto urbano sia andato modificandosi nel corso degli anni, ma anche quali erano le attività che si svolgevano nella piazza.

Le vicende riguardanti l'area oggetto di studio hanno inizio a Roma il 17 gennaio 1566 dopo che il cardinale Marcantonio da Mula decise di istituire a Padova un collegio universitario riservato ad ospitare ed educare i giovani rampolli della nobiltà veneziana. In un atto testamentario dell'alto prelado si legge la richiesta rivolta all'amministrazione: "in Padova si facci un collegio di scolari nobili veneti di quel numero che si potrà, che habbino per suo venire in studio ducati 50 all'anno"¹. Inoltre il collegio sarebbe dovuto sorgere in Prato della Valle su beni posseduti dalla famiglia Da Mula e avrebbe formato in un percorso di studi di cinque anni quei "gioveni [che] possano esser [...] non minori di XVI né maggiori di XX"². Nei suoi scritti il cardinale aveva previsto altre norme precise e severe in merito al funzionamento dell'istituzione ma non aveva mai menzionato la sistemazione edilizia del sito indicato ad ospitare il nuovo istituto³. Non si sa con certezza in quale anno sia stato costruito il collegio padovano, ma sicuramente la data è posteriore al 1608. Altre notizie archivistiche permettono di ricostruire l'assetto più antico del sito: a partire dal 1389⁴ che assieme ad una quarta, costituivano un lotto di proprietà della famiglia Bertoldi la quale, nella persona di Benedetto, lo frazionò cedendo due edifici ad Antonio Venier, canonico padovano e arcivescovo di Corfù.⁵ Gli immobili furono poi ceduti con atto testamentario dal prelado al consanguineo Antonio Marino, procuratore di San Marco, nel 1587 gli stessi edifici erano invece in possesso di Giambattista Bernardo e, infine, nel 1600 di Agostino Da Mula.⁶ Le carte d'estimo relative alla famiglia da Mula non

¹ ASVe, *Notarile*, Testamenti. C. Ziliol, b. 1259 n. 664.

² *Ibid.*

³ *Ibid.*

⁴ ASPd, *Atti Comunali*, b. 566, 3 marzo 1823.

⁵ Tiziana Serena, *Eugenio Maestri*, in *Camillo Boito: un'architettura per l'Italia unita* a cura di Guido Zucconi e Francesca Castellani, Venezia, Marsilio, 2000, pp. 35-39.

⁶ *Ibid.*

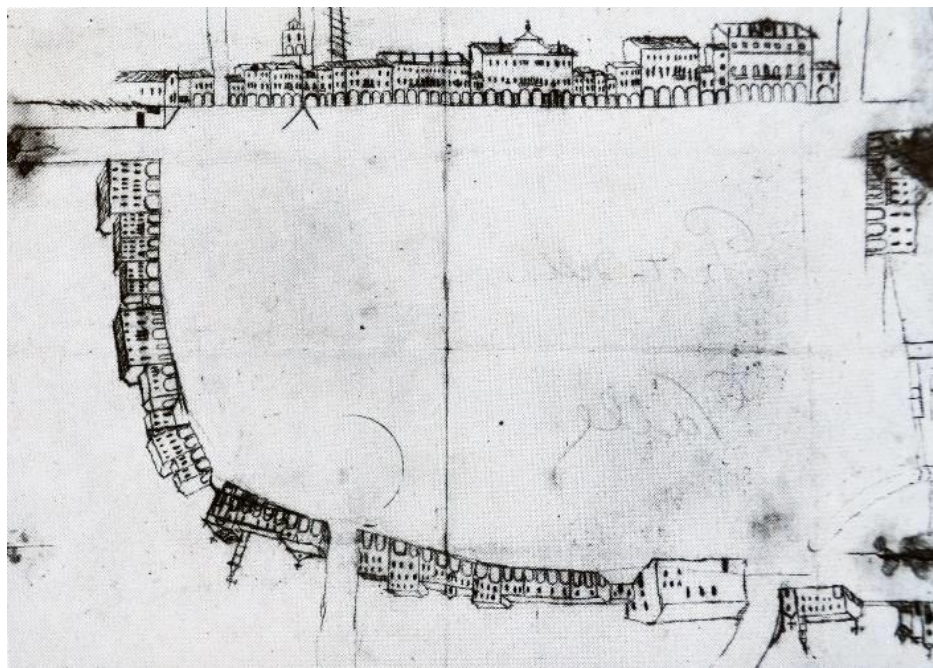


Figura 2.02 Anonimo, *Prato della Valle part.* [Padova, Biblioteca Civica] , 1700c.a..
Il disegno rappresenta un documento importante per valutare le caratteristiche architettoniche degli edifici che affacciavano su Prato della Valle

mostrano infatti alcuna proprietà immobiliare in Prato della Valle nel corso del sec. XVI, e questo trova conferma negli estratti esibiti all'amministrazione da Marcantonio da Mula nel 1555⁷. Sappiamo che nel 1608 veniva acquistato il terreno dove sorgevano queste proprietà e successivamente è presumibile fosse attuata la sistemazione edilizia in cui venne realizzato il Collegio Amuleo sulle proprietà della casata che fu utilizzato per circa due secoli come luogo di formazione finché nel 1804 Andrea Da Mula non decise di farne una abitazione privata. Il carattere architettonico dell'edificio è documentato da numerose fonti iconografiche relative al Prato della Valle ed eseguite da diversi artisti e pittori. Dalle vedute e dalle mappe seicentesche è possibile anche osservare che il prospetto ovest rivolto su Prato della Valle era già all'epoca un fronte pressoché continuo caratterizzato da palazzi signorili e abitazioni. Leggendo il prospetto del Collegio Amuleo (Figura 2.02) si nota una suddivisione in tre livelli principali e un timpano a chiusura dello schema compositivo: al piano terra vi era un ampio porticato scandito da sei grandi arcate a sesto ribassato, e finitura bugnata; a livello superiore si trovava il piano nobile caratterizzato da diciassette aperture in stile neo medievale; all'ultimo piano, invece, le finestre di dimensione ridotta suggeriscono la presenza degli ambienti di servizio.

⁷ Biblioteca Correr, Venezia, Mss. PD c 1437/35.

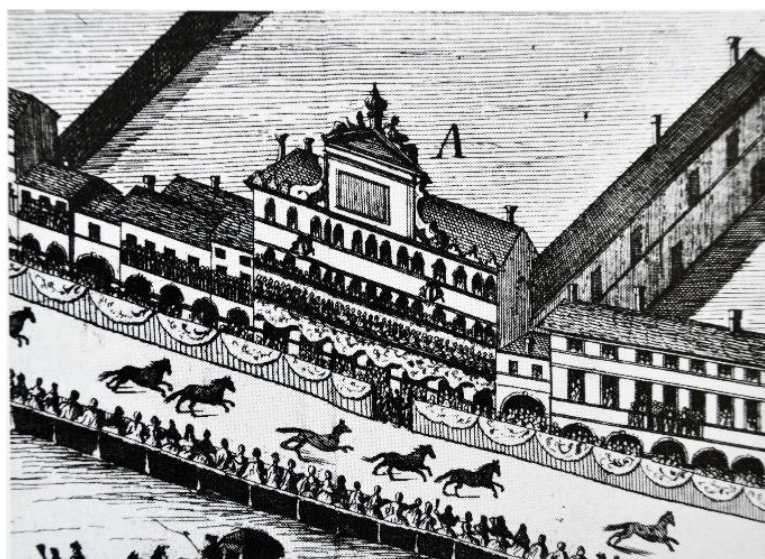


Figura 2.03 Anonimo, *Prato della Valle della città di Padova*, part. [Padova, Biblioteca Civica], 1700c.a.
 In dettaglio il prospetto del Collegio Amuleo il cui livello inferiore scandito da arcate risulta essere nascosto da un palco temporaneo allestito a ridosso del Palazzo per assistere agli eventi della piazza.



Figura 2.04 Collegio Amuleo, ricostruzione virtuale in 3d



Figura 2.05 Collegio Amuleo, ricostruzione virtuale in 3d

La svolta nelle vicende di questo edificio è da ricondurre al marzo 1822, quando un grave incendio ne distrusse una parte e la rimanente venne abbandonata perché inagibile e pericolante⁸.

Le maggiori informazioni disponibili di questo tragico evento sono testimoniate non solo da numerose vedute di Prato della Valle da cui risulta essere evidente il grande vuoto urbano lasciato dal palazzo in rovina, ma anche dai catasti dell'epoca che registrano l'ampia area vuota sul lato ovest del Prato (figura 2.06-2.07).⁹

⁸ ASPd, *Atti Comunali*, b. 566, 3 marzo 1823.

⁹ ASPd, *Catasto austriaco*, 1845.

La situazione di rischio e degrado crescente, in una delle piazze più importanti d'Europa, aveva convinto l'amministrazione ad intervenire celermente per risolvere la situazione. Era a rischio non solo l'incolumità dei passanti ma anche l'immagine di una città che non poteva accettare che il suo luogo simbolo diventasse l'emblema del degrado e della rovina. Per questo motivo l'allora proprietario del collegio, Andrea Da Mula, venne invitato dall'amministrazione, con lettera datata 1 marzo 1823, a intervenire per sistemare il sito pericolante e fatiscente. La Congregazione Municipale richiedeva formalmente di agire per «togliere l'infame aspetto delle fabbriche diroccate», provvedendo ad attivarsi immediatamente¹⁰. Senza ricevere in merito alcuna risposta la Congregazione Municipale decise di mandarne un'altra in data 3 giugno 1823 contenente le medesime richieste della prima. Ormai però il Da Mula si era trasferito a Venezia e non rispose neppure a questa lettera del Comune, che allora incaricò Jappelli(1783-1852) di recarsi sul sito in rovina per fare un sopralluogo e verificare le condizioni del Palazzo Amuleo¹¹.

¹⁰ ASPd, *Atti Comunali*, b. 566, 3 marzo 1823.

¹¹ *Ibid.*

2.2 I progetti non realizzati di Jappelli

Jappelli aveva riferito all'amministrazione delle condizioni inaccettabili dell'area e sosteneva la necessità di intervenire subito e in maniera risoluta¹². Il 9 maggio 1825 il Consiglio Comunale si affrettò, in previsione dell'imminente visita a Padova dell'imperatore d'Austria Francesco I, a sancire la necessità di «erigere un fabbricato sull'area dell'incendiato Palazzo Amuleo in Prato della Valle a scopo di pubblica



Figura 2.06 Anonimo, *Corsa delle Bighe*, 1844 ca., [Padova, BCPd].



Figura 2.07 P. Chevalier, *Prato della Valle*, 1825 ca., [Padova, BCPd].
La vista da nord mette in luce il vuoto lasciato dall'incendio del 1822 del Collegio Amuleo.

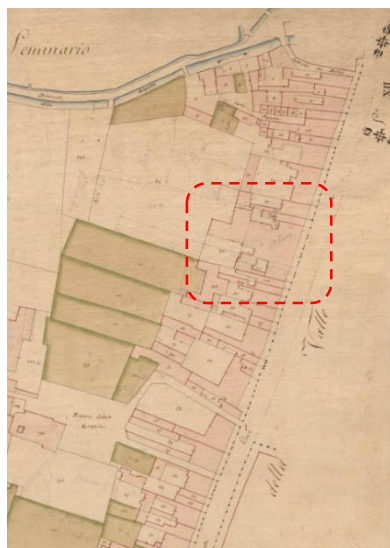


Figura 2.10 *Catasto napoleonico*, 1815 (particolare). [ASPd].
Si può notare la presenza del Collegio amuleo e lo spazio da questo occupato.



Figura 2.09 *Catasto austriaco*, 1845, (particolare). [ASPd]
L'immagine mostra il vuoto urbano lasciato dal rogo del Collegio Da Mula.

¹² ASPd, *Atti Comunali*, b. 566, 10 giugno 1823.

utilità»¹³ al fine di «ridonare [...] alla località dove già esisteva il già incendiato Collegio Amuleo, un'esistenza quale si conviene al sito»¹⁴. Jappelli venne successivamente incaricato dal Podestà di elaborare un progetto per il palazzo distrutto. La prima proposta dell'architetto fu presentata, con un modello ligneo (figura 2.10), nel luglio 1827 all'imperatore d'Austria, in occasione della sua visita in città.

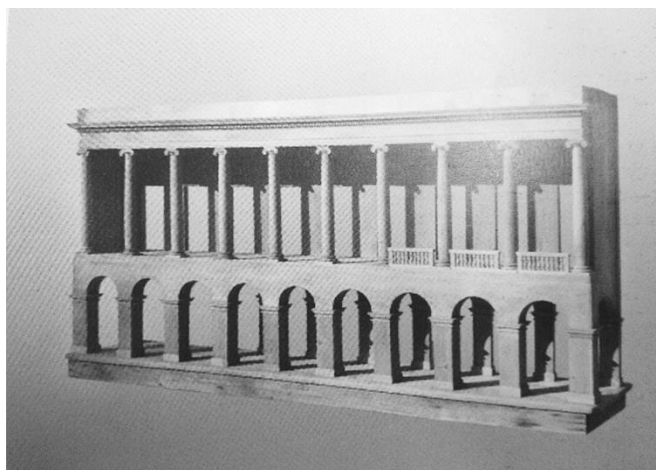


Figura 2.10 Collaboratori di Giuseppe Jappelli, *Modello ligneo della Loggia Amulea*, 1825, Padova, Istituto Statale d'Arte "Pietro Selvatico".

Bisogna comunque ricordare che due anni prima, Pietro Selvatico, appena ventiduenne, aveva elaborato un progetto da realizzare sullo stesso sito, che però non fu mai approvato e che tra le altre funzioni prevedeva di ospitare una serie di botteghe e locali pubblici che avrebbero incentivato la committenza privata ad investire sul progetto.¹⁵ L'idea rimase tuttavia sulla carta poiché il Comune non disponeva delle risorse finanziarie per garantire l'esecuzione dell'intervento. Selvatico aveva progettato un volume diviso in «botteghe di caffè, teatri diurni, sale da ballo, luoghi di gioco, stanze da banchetto [...] al vantaggio di molteplici affitti del privato speculatore, così da unir profitto all'ornamento»¹⁶. Con l'insuccesso di Selvatico ebbe inizio il ventennale impegno di Jappelli sul sito della Loggia Amulea, caratterizzato da eventi articolati e talvolta misteriosi che si conclusero con un nulla di fatto. Solo nel 1858 a seguito del progetto di Eugenio Maestri, figlio di Giovanni Maestri, ingegnere capo dell'Ufficio Tecnico Municipale¹⁷ giunse a conclusione la ricostruzione

¹³ ASPd, *Atti Comunali*, b. 937, 1834.

¹⁴ *Ibid.*

¹⁵ Mario Universo, *L'architettura della "Padova nova"*, in *Padova Case e Palazzi* a cura di Lionello Puppi e Fulvio Zuliani, Vicenza, Neri Pozza Editore, 1977, p. 272.

¹⁶ ASPd, *Atti Comunali*, b. 937, 1834, 19 giugno 1825.

¹⁷ *Ibid.*

della cortina edilizia del lato ovest di Prato della Valle. Le tavole del primo progetto di Jappelli erano state presentate il 30 ottobre 1827¹⁸ e le procedure di approvazione della proposta avevano seguito il normale iter amministrativo, ma il progetto non fu mai ufficialmente realizzato perché i documenti progettuali, la «Perizia» e il «Capitolato», erano stati smarriti dall'amministrazione. Dai documenti d'archivio disponibili si può capire come Jappelli avesse previsto di consolidare le fondamenta con archi e muri molto massicci; la facciata sarebbe stata costituita da dieci pilastri in macigno a sezione quadrata, con funzione di sostegno su cui erano impostati archi in cotto, a tutto sesto. A partire dagli archi e fino allo stereobate del livello superiore si prevedeva che la facciata dovesse essere «stabilita con cemento composto di scaglia di masegna polverizzata, calce e sabbia»¹⁹ e su questa fascia fossero collocate nove statue in pietra raffiguranti la «Fama».²⁰

Sopra lo stereobate in cotto si impostavano su basi attiche le dieci colonne ioniche in pietra di costozza alte 8,17 metri e larghe un metro. La composizione della facciata era chiusa da una trabeazione ionica e da un attico in cotto alto 1,18 metri. Per la facciata posteriore della Loggia era previsto inoltre un rivestimento con «semplice bugnato per gli Avancorpi e il Corpo di mezzo».²¹

¹⁸ ASPd, *Atti Comunali*, b. 937, 1 maggio 1831.

¹⁹ *Ibid.*

²⁰ *Ibid.*

²¹ *Ibid.*

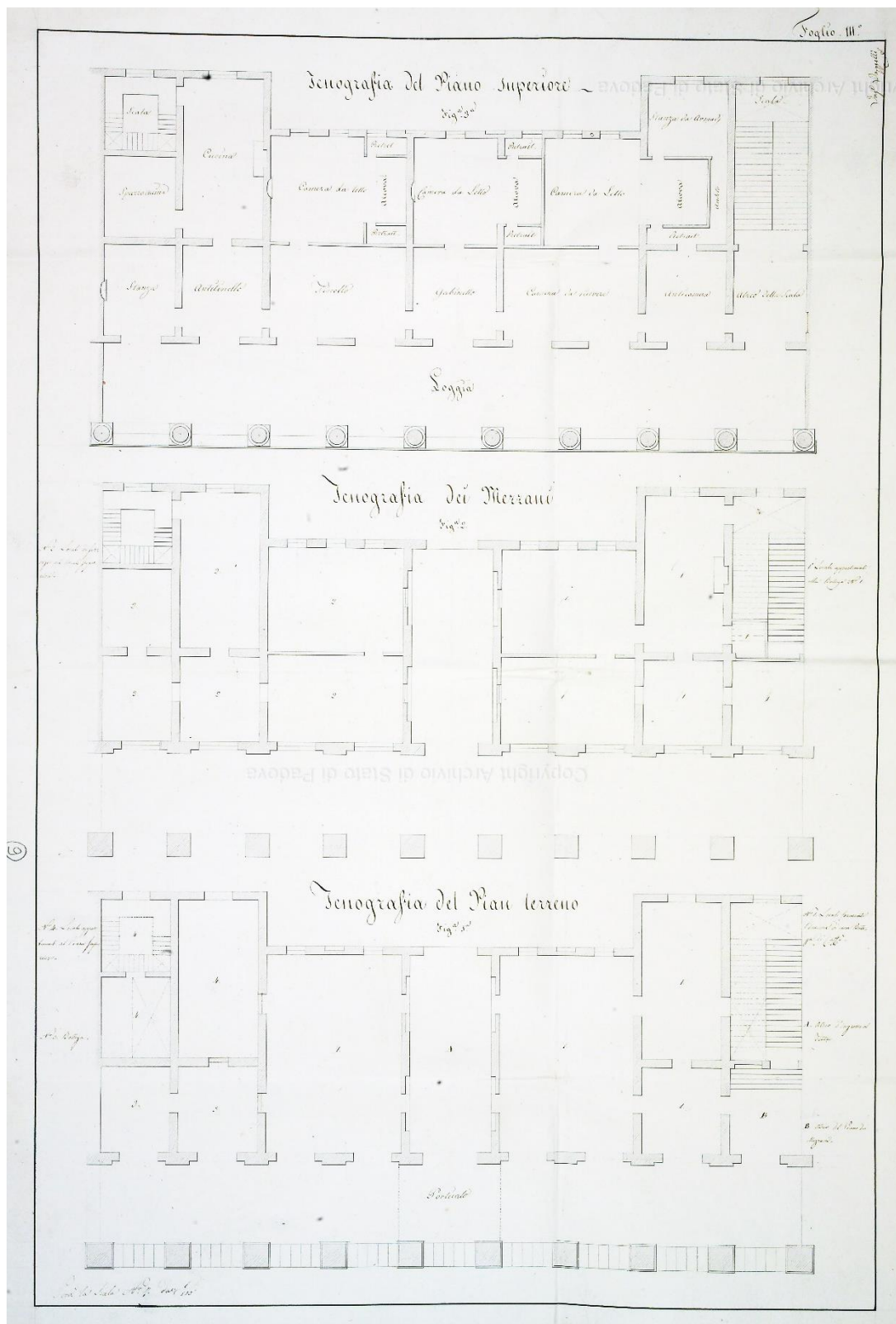


Figura 2.11 G. Jappelli, Progetto per la Loggia Amulea. [ASPd, Atti Comunali, b. 714, dis. 9].

Il terreno retrostante la Loggia era probabilmente destinato ad ospitare un teatro diurno (e notturno) con un ampio spazio lasciato ad area verde²². Del teatro diurno Jappelli aveva realizzato tre versioni distinte: tutte e tre le varianti prevedevano un orientamento a nord-ovest in modo tale da mantenere il palcoscenico sempre in ombra. Il tema che accomunava le diverse versioni era il palcoscenico di forma squadrata con la cavea a ferro di cavallo (figura 2.12); le parti coperte erano invece quelle del palcoscenico, il loggiato che ospitava i palchi e il corridoio retrostante. Il tema progettuale del teatro diurno era all'epoca molto diffuso e Jappelli probabilmente riprese alcune esperienze progettuali che coniugavano elementi del moderno e del passato ispirandosi al tema dei *vauxhall* francesi, all'Arena del Sole di Carlo Aspari (Bologna, 1810), all'idea per un teatro diurno a Verona di Gaetano Pinali (1822) o all'opera di Paolo Landriani (Milano, 1825).²³

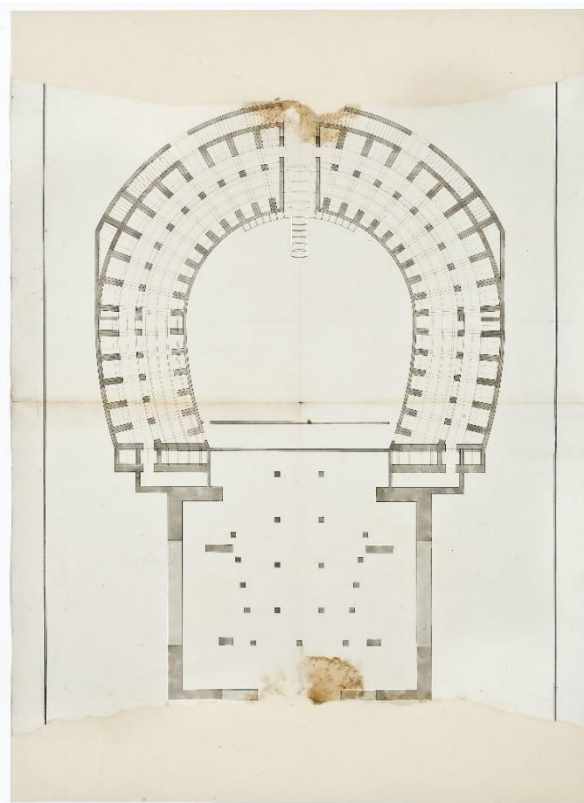


Figura 2.12 G. Jappelli, *Progetto per il teatro diurno, pianta, 1831 ca.* [MCPd, Gabinetto dei disegni e delle stampe, inv. 1740, tav. I].

²² Lettera dello Jappelli a N. Da Rio, 17 novembre 1840.

²³ *Metamorfosi negate. Progetti non realizzati di Giuseppe Jappelli per Padova*, a cura di Stefano Zaggia, Padova, 2012, p. 69.

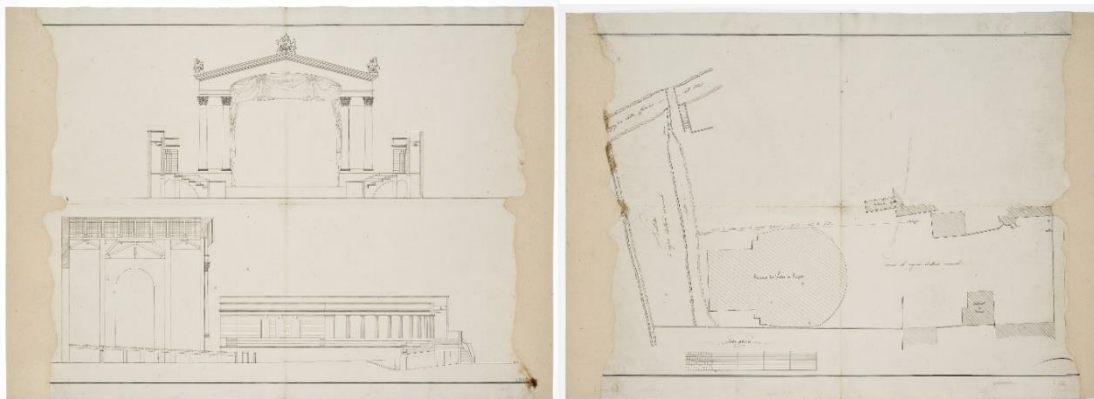


Figura 2.13 G. Jappelli, *Progetto per il teatro diurno*, sezione trasversale e longitudinale, 1831 ca. [MCPd, planimetria generale, 1831 ca. [MCPd, Gabinetto dei disegni e delle stampe, inv. 1743, tav. IV]. disegni e delle stampe, inv. 1744, tav. V].

Il progetto per la Loggia sul fronte piazza sarebbe dovuto costare circa L. 86.000, ma in seguito allo smarrimento improvviso delle tavole di progetto, che ormai erano in fase di approvazione, si decise di abbandonare questa proposta. L'Amministrazione non aveva comunque abbandonato l'idea di risolvere in breve tempo la questione, cosicché il 2 gennaio 1831 commissionò a Jappelli un secondo progetto. L'architetto, non possedendo una copia della prima proposta, fu costretto a studiare una versione simile alla precedente ma che presentava alcune differenze che sarebbero servite ad apportare «quelle modifiche che meglio si combinano con il pubblico ornato»²⁴. I pilastri di base erano più spessi dei primi e soprattutto il sottoportico del piano terra era stato pensato per ospitare otto botteghe che nel primo progetto non erano state

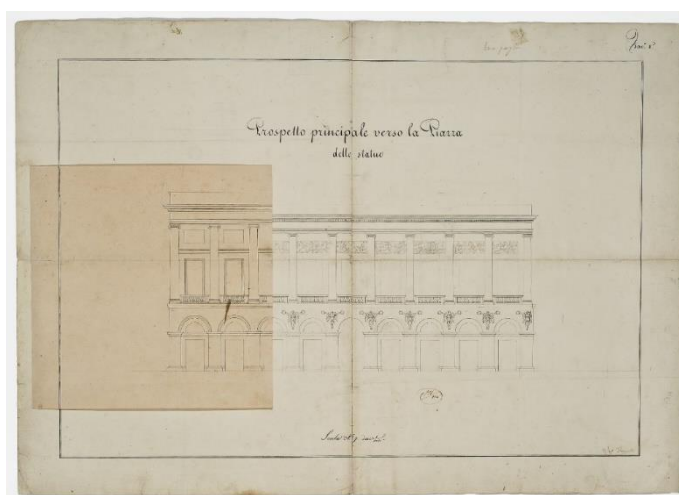


Figura 2.15 G. Jappelli, *Progetto per la Loggia Amulea a Padova*, prospetto principale, [MCPd, Gabinetto dei disegni e delle stampe, inv. 1728, tav.I].

²⁴ ASPd, *Atti Comunali*, b. 937, 1 maggio 1831.

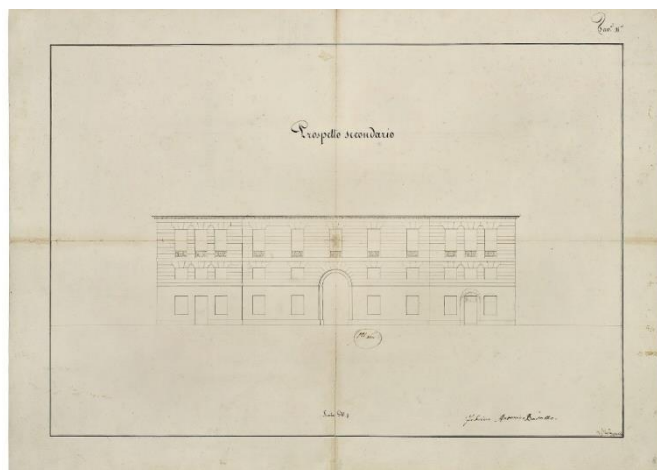


Figura 2.16 G. Jappelli, *Progetto per la Loggia Amulea a Padova*, prospetto posteriore, [MCPd, Gabinetto dei disegni e delle stampe, inv. 1728, tav.II].

previste. La scelta di destinare i locali del piano terra ad attività commerciali era forse da ricondurre alla volontà di Jappelli di ammortizzare le spese di progetto previste (L. 98.663) che sarebbero state altrimenti insostenibili per il Comune, rendendo più appetibile l'investimento a soggetti esterni. Neppure questa seconda proposta però venne ritenuta idonea.

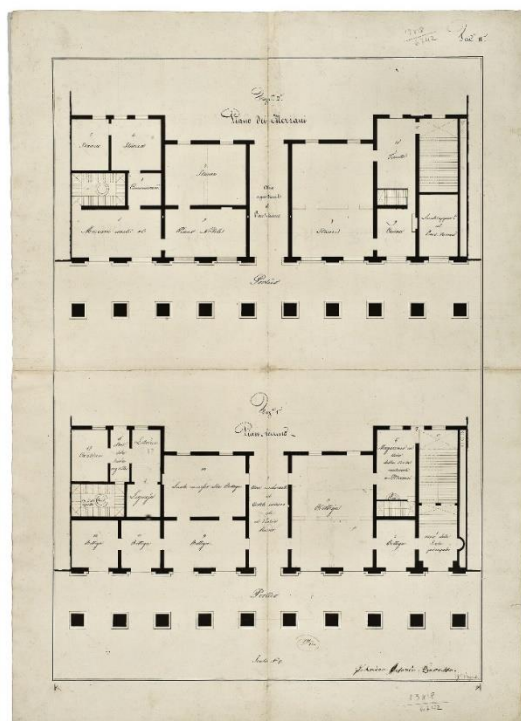


Figura 2.17 G. Jappelli, *Progetto per la Loggia Amulea a Padova*, prospetto posteriore, [MCPd, Gabinetto dei disegni e delle stampe, inv. 1730, tav.III].

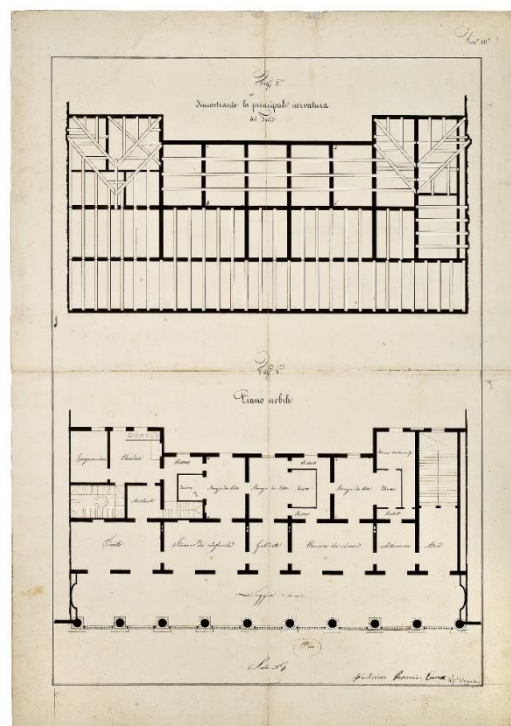


Figura 2.18 G. Jappelli, *Progetto per la Loggia Amulea a Padova*, prospetto posteriore, [MCPd, Gabinetto dei disegni e delle stampe, inv. 1731, tav.IV].

Erano dunque già passati quattro anni da quando gli era stato affidato l'incarico di redigere un progetto, ma finora tutte le proposte erano state disattese. L'occasione per Jappelli di vedere realizzati i suoi sforzi si presentò l'anno successivo e cioè nel 1832, quando il nuovo Podestà di Padova Fioravanti Onesti invitò l'architetto a preparare un terzo progetto che sarebbe consistito in una Loggia e in un edificio all'interno del lotto che avrebbe dovuto ospitare una Caserma di Cavalleria. Nello stesso anno, il 24 agosto, Jappelli consegnò alla Congregazione Municipale un' *Idea Generale della Caserma* (figura 2.19-2.20).²⁵

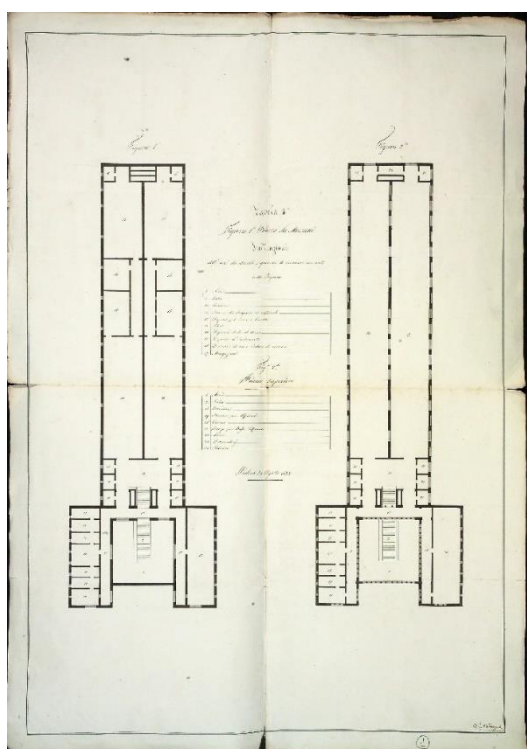


Figura 2.19 G. Jappelli, *Progetto per la Loggia Amulea a Padova*, pianta piano terra e piano primo, 1832 [ASPd, *Atti Comunali*, b. 937, dis. 1].

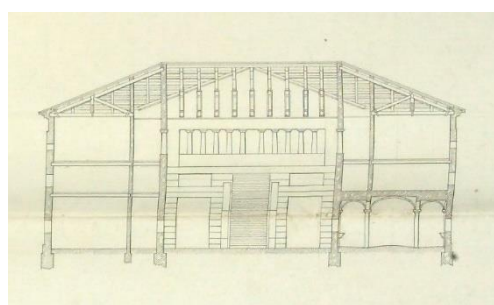


Figura 2.20 G. Jappelli, *Progetto per la Loggia Amulea a Padova*, sezione longitudinale, 1832 [ASPd, *Atti Comunali*, b. 937, dis. 2].

²⁵ ASPd, *Atti Comunali*, b.937, dis 1-2.

Dalla relazione al progetto di Jappelli si legge che il nuovo fabbricato era stato progettato «colla massima semplicità ma però con quella robustezza con cui debbono sempre erigersi gli Edifizi, e particolarmente quelli che non all'uso privato, ma bensì al pubblico appartengono».²⁶ L'edificio si sarebbe dovuto sviluppare su tre piani con una fitta partizione interna per ospitare le residenze dei cavalieri, stalle e vani accessori gli animali. Anche questo progetto, così imponente e ambizioso, non fu però mai approvato, dal momento che l'Amministrazione non aveva nelle casse comunali la disponibilità di L. 260.000 per realizzarlo²⁷. Negli atti dell'I.R. Governo, che negavano la bontà del progetto proposto, si legge che: «primariamente infatti non è riscontrato che occorra assolutamente l'ideata Caserma, mentre per la Cavalleria di passaggio nei non frequenti casi, in cui questo succede, può provvedervi il comune come fece finora. Quand'anche ne sussistesse il reale bisogno non sarebbe mai conveniente che il Comune vi provvedesse con una spesa tanto significativa. Ed infine non potrebbesi caricare il Comune suddetto di peso suddetto nelle attuali [...] circostanze e con tante passività straordinarie, oltre che straordinarie che possono sopravvenirgli».²⁸ Con il rifiuto da parte dell'amministrazione dell'ennesima proposta di Jappelli era stato sancito implicitamente il fallimento del suo lavoro che ormai si protraeva da anni.²⁹ Il colpo di scena si ebbe il 13 febbraio 1834 quando l'I.R. Governo di Venezia approvò il primo progetto proposto da Jappelli con le modifiche apportate nel 1833. Tuttavia ancora una volta per ragioni sia burocratiche che progettuali si dovette assistere ad una sospensione delle procedure di approvazione fino al 1846, quando a causa anche dell'inaccettabile condizione in cui versava l'area devastata dall'incendio (ormai abbandonata e deturpata dalla presenza di vegetazione), venne incaricato Giovanni Maestri di risolvere la situazione. L'ingegnere, capo dell'Ufficio Tecnico Municipale dagli anni dal 1830 fino al 1867, aveva il compito di rivalutare e quantificare le spese che l'Amministrazione avrebbe dovuto sostenere realizzando il primo progetto di Jappelli (in fase di approvazione). Per questo motivo fu bandita una gara d'appalto per l'assegnazione dei lavori che però andò deserta come le tre successive aste. Per questi motivi il Consiglio Comunale decise di affidare i lavori, senza una vera e propria gara, all'impresa di Antonio Baratto che aveva fatto

²⁶ ASPd, *Atti Comunali*, b. 937, 24 agosto 1832.

²⁷ ASPd, *Atti Comunali*, b. 937, 1834, I.R. Delegazione per la Provincia di Padova alla Congregazione Municipale, 2 marzo 1833.

²⁸ ASPd, *Atti Comunali*, b. 937, 1834.

²⁹ *Ibid.*

un'adeguata libera offerta³⁰. La realizzazione del progetto sembrava ormai alle porte quando l'assessore A. Meneghini suggerì al Consiglio Comunale di bloccare l'opera in quanto sarebbe stata inadeguata ai tempi, dato che la proposta di Jappelli della Loggia e del teatro era stata formulata vent'anni prima.³¹ Il Consiglio Comunale accettando tale osservazione interrogò l'I.R. Governo di Venezia sulla possibilità di fare delle variazioni alla destinazione originaria di semplice Loggia prevedendo la possibilità di ospitare un «Palazzo ad uso d'alloggio d'un Generale».³² Si legge negli atti che «diminuito il concorso in Prato della Valle, atteso il richiamo del Caffè Pedrocchi [...] si è destinato di far di quel Palazzo la stabile abitazione del generale comandante il secondo corpo militare del Regno lombardo-veneto e la Loggia [...] resterà il palco di più celebri personaggi che intervenissero ai nostri cittadini spettacoli».³³ L'I.R. Governo aveva risposto all'Amministrazione che prima di commissionare un nuovo progetto a Jappelli era necessario chiedere all'architetto una valutazione in merito alla fattibilità dell'opera.³⁴

In seguito al parere positivo e alla disponibilità dimostrata dall'architetto, la Congregazione Municipale nel 1847 gli chiese di rivedere e adattare il progetto del 1825 al fine di adibire l'area retrostante la Loggia a Palazzo di un Generale d'armata. La versione definitiva fu presentata il 30 gennaio 1848, e constava di tre parti: la prima del costo di L. 131.578 da destinare alle scuderie, la seconda del costo di L. 34.003 comprendeva l'alloggio del Generale e l'ultima valutata L. 35.396 avrebbe dovuto ospitare l'alloggio di un altro Generale.³⁵ Questa proposta rappresentava un'evoluzione del primo progetto della Loggia a cui erano state apportate alcune varianti. Il porticato del piano terra era scandito da dieci pilastri a base quadrangolare che al piano nobile diventano dieci colonne su piedistalli; da una apertura centrale posta al pian terreno si accedeva, ad un ampio atrio che era affiancato dalle scuderie per i cavalli dei militari. Sempre al piano terra ma defilati nella parte posteriore del manufatto vi erano i magazzini e le stanze di servizio; al centro della pianta si trovava lo scalone monumentale a doppia rampa che era raggiungibile anche dalle carrozze, poiché tutta la fascia centrale del piano terra era libera per consentirne il passaggio. Al piano nobile, erano previste due grandi sale da pranzo e gli uffici che si

³⁰ ASPd, *Atti Comunali*, b. 937, 5 novembre 1846.

³¹ *Ibid.*

³² *Ibid.*

³³ *Ivi*, 24 agosto 1832.

³⁴ *Ibid.*

³⁵ ASPd, *Atti Comunali*, b. 937 (firmato G. Maestri), 1834.

affacciavano sul loggiato rivolto verso il Prato; nella parte posteriore invece si trovavano otto camere letto. Tra i due piani principali, e servito da una scala secondaria, era posto un livello ammezzato, che ospitava la cucina, le stanze dei domestici e dei cocchieri.

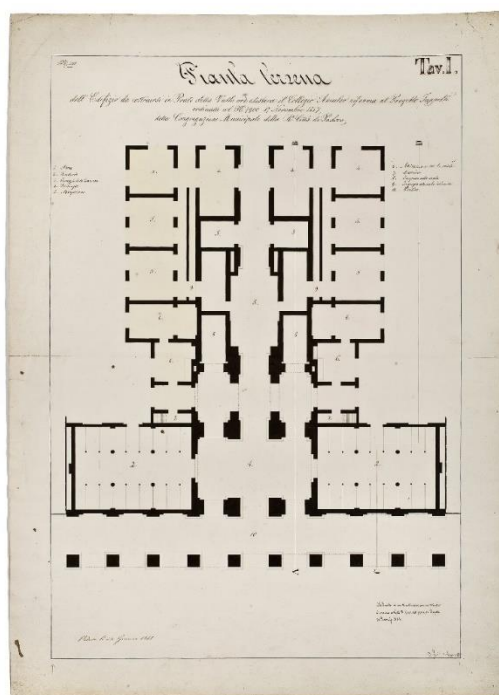


Figura 2.21 G. Jappelli, *Progetto per la Loggia Amulea a Padova*, pianta del piano terra della dimora di un Generale d'armata, 1848, [MCPd, Gabinetto dei disegni e delle stampe, inv. 1733, tav.I].

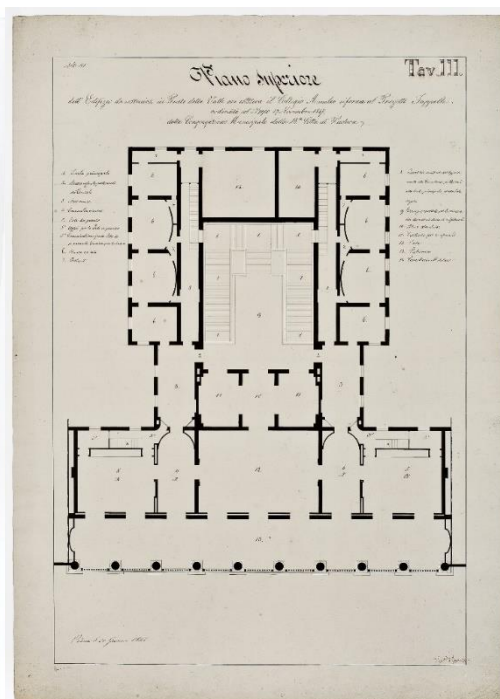


Figura 2.22 G. Jappelli, *Progetto per la Loggia Amulea a Padova*, pianta del piano superiore della dimora di un Generale d'armata, 1848, [MCPd, Gabinetto dei disegni e delle stampe, inv. 1735, tav.III].

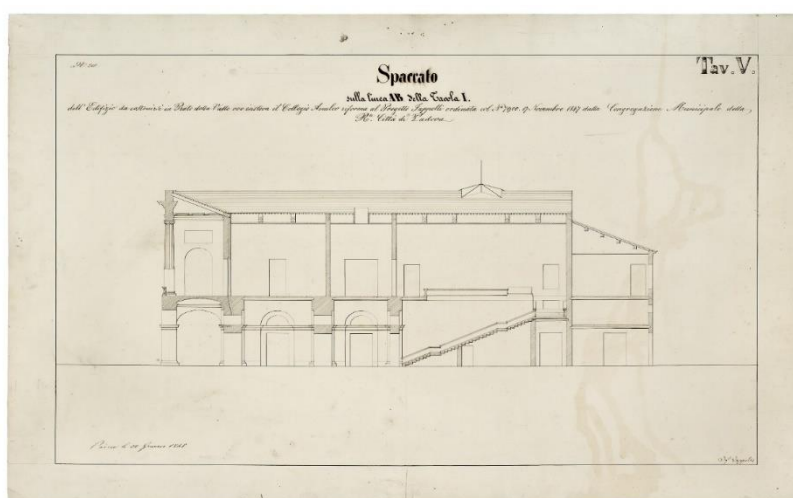


Figura 2.23 G. Jappelli, *Progetto per la Loggia Amulea a Padova*, sezione trasversale, 1848, [MCPd, Gabinetto dei disegni e delle stampe, inv. 1737, tav.V].

Anche questa vicenda tuttavia non ebbe esito positivo dato che la gara d'appalto andò deserta analogamente a quella del 1846. Si era concluso con un totale insuccesso di Jappelli e dell'amministrazione un sodalizio durato vent'anni e caratterizzato da vicende poco chiare. Costante fu l'impegno, la dedizione e la disponibilità di Jappelli ad affrontare la questione della Loggia, minore l'impegno mostrato dall'amministrazione a risolvere la vicenda in tempi ragionevoli.

2.3 Eugenio Maestri e la Loggia Amulea

2.3.1 La formazione

Il fallimento di Jappelli nelle complicate vicende dell'ex Palazzo Amuleo e la successiva scomparsa dello stesso determinarono l'entrata in scena di una nuova figura, quella di Eugenio Maestri (1834-1921). Figlio di Giovanni Maestri, l'ingegnere capo dell'Ufficio Tecnico Municipale del Comune di Padova, Eugenio era nato a Venezia ma visse e lavorò a Padova. Dapprima conseguì il diploma di Ingegneria alla facoltà di matematica dell'Università patavina e successivamente si trasferì a Venezia dove frequentò per due anni (1855-1856) l'Accademia di Belle Arti.³⁶ Nella città lagunare riuscì ad ottenere l'abilitazione di architetto, da cui il titolo di ingegnere-architetto da lui posseduto tra i primi in Italia. Nel corso biennale, promosso da Selvatico, aveva subito una forte influenza dal giovane insegnante di Architettura civile, Camillo Boito.³⁷ I numerosi studi teorici e pratici condotti da Maestri su edifici e monumenti del Medioevo veneziano influenzarono molte sue opere, caratterizzate da elementi riconducibili allo stile neo medievale. Il primo grande lavoro che gli venne commissionato nel 1858, una volta tornato a Padova, fu il progetto di una loggia sulle rovine del vecchio Palazzo Da Mula. Fondamentale per l'affidamento dell'incarico fu la posizione ricoperta, all'interno del Comune, dal padre Giovanni Maestri e l'appoggio di una figura influente come quella di Pietro Selvatico.³⁸ L'ingegnere-architetto fu attivo soprattutto nel panorama padovano, partecipando come membro, nel 1867, al Comitato dei Patroni della Scuola comunale di disegno per artigiani, inoltre fu socio (in rappresentanza della città di Padova) della Commissione conservatrice dei monumenti e tra il 1867 e il 1872 entrò a far parte

³⁶ T. Serena, *Eugenio Maestri*, pp. 49-50.

³⁷ *Ibid.*

³⁸ *Ibid.*

della Commissione per il nuovo regolamento edilizio della città, presieduta da Selvatico.³⁹

2.3.2 Le opere

L'intensa attività di Maestri, nella seconda metà dell'Ottocento, lo portò a redigere altri progetti oltre a quello della Loggia. Tra 1859 e 1864 elaborò 8 differenti versioni per la facciata del palazzo delle Debite (tutti in stile neo medievale), inoltre nel 1860 fu impegnato nel progetto del cimitero monumentale di Padova, in un progetto in stile neoclassico del Municipio e infine tra 1867 e 1870 mise a punto tre varianti per la nuova sede del Museo Civico⁴⁰. Da sottolineare il fatto che nessuno di questi progetti fu mai realizzato ad eccezione di alcuni interventi analizzati nello specifico di seguito, tra cui la Loggia Amulea, il Santuario dell'Arcella e una porzione del nuovo Museo Civico (la pinacoteca, il museo Bottacin, gli archivi e la biblioteca, senza portare a compimento l'ingresso monumentale che Maestri aveva disegnato in stile "lombardesco" e lo scalone d'accesso⁴¹). L'ingegnere- architetto fu anche impegnato come progettista per la regolazione di sistemi idrici e stradali, come collaudatore di alcuni edifici padovani, nel restauro architettonico del palazzo del Capitaniato nel 1869 e nelle Scuole Carraresi nel 1880⁴². Inoltre fu autore del monumento funebre, in stile gotico, del notaio Berti (1874), del progetto per la nuova facciata dell'ex casa

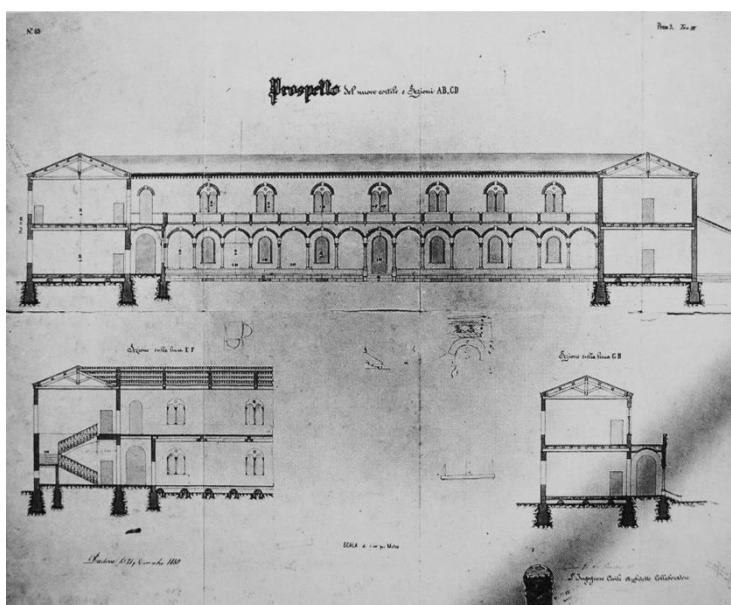


Figura 2.24 Eugenio Maestri, Casa di Ricovero Zatta, prospetto del nuovo cortile e sezioni, 1880, [BCPd, RIP X 9185, tav. III].

³⁹ *Ibid.*

⁴⁰ T. Serena, *Eugenio Maestri, cit.* pp. 49-50.

⁴¹ Nel 1856, al concorso d'architettura bandito dall'Accademia di Venezia, Maestri aveva presentato un *Progetto di museo per una città di provincia* (cfr ABAVe, Fondo Concorsi di Architettura anno 185, inv. N.1841).

⁴² T. Serena, *Eugenio Maestri, cit.* pp. 52.

Zatta in via Ponte Altinate (1874) e della casa di ricovero (1880), del progetto all'Arena e alla Cappella degli Scrovegni (1880)⁴³, del progetto di restauro del Teatro dei Concordi (1881)⁴⁴ e dell'ampliamento della chiesa parrocchiale di Sant'Antonio all'Arcella (1886)⁴⁵. Tra gli anni a cavallo del 1880 e 1890 fu impegnato inoltre nel restauro di una porzione del palazzo della Ragione (lavoro osteggiato da Camillo Boito che faceva parte della commissione ministeriale) e nel progetto della Porta Maggiore al Santo (1891)⁴⁶.

Il Museo civico

La Biblioteca Civica di Padova fu istituita assieme al Museo e all'Archivio del Comune attorno alla metà dell'Ottocento grazie all'impegno di Andrea Gloria (1821-1911) che fu impegnato per tutta la vita nella gestione di questo ente. L'istituto nacque con una connotazione di museo-biblioteca-archivio delle memorie materiali della città di Padova ed il primo nucleo della Biblioteca fu costituito nel 1842, in seguito al lascito fatto alla città dal conte Girolamo Polcastro⁴⁷. Solamente però nel 1859 con una delibera del Consiglio si convertì il nome di Archivio Civico Antico in quello di Museo Civico⁴⁸ ed in pochi anni l'archivio si arricchì di numerosissimi documenti: manoscritti, scritti rari, dipinti, ritratti, mappe, vedute etc., che obbligarono Gloria a studiare una nuova sede per il Museo. Già dalla seconda metà dell'Ottocento furono studiate diverse soluzioni per dare nuova e più idonea collocazione alle raccolte, infatti il 4 marzo 1867 il sindaco Andrea Meneghini incaricò Eugenio Maestri di realizzare, in accordo con la Commissione conservatrice dei pubblici monumenti, un progetto sommario per il restauro del Capitaniato, a uso di museo civico, che tuttavia non fu mai portato a termine per il parere contrario di alcuni illustri cittadini⁴⁹ e per le cattive condizioni di conservazione dello stabile. Andrea Gloria aveva suggerito allora all'amministrazione comunale di destinare a museo l'area alle spalle della Loggia Amulea, infatti lo spazio lasciato ineditato alle spalle della Loggia si adattava bene alle necessità di costruire un museo ma la necessità di intervenire pesantemente sulle preesistenze per consentire la realizzazione del nuovo polo culturale obbligarono l'amministrazione a spostare il progetto altrove. Fu scelta la parte occidentale dell'ex

⁴³ ASPd, AC, b. 2977, fasc. "Arena".

⁴⁴ ASPd, AC, b. 3141, Il Sindaco a E. Maestri, ms., Padova 13 dicembre 1881.

⁴⁵ Cfr. l'intero fasc. n. 371 *ivi*, cat. VII, cl. 8, (1886).

⁴⁶ T. Serena, *Eugenio Maestri*, cit. pp. 52-54.

⁴⁷ *Ibid.*

⁴⁸ *Ibid.*

⁴⁹ ASPd, Atti Riservati, b. 18, Cavalletto, *Caro Andrea [Meneghini]*, ms., Padova 25 marzo 1867.



Figura 2.25 Eugenio Maestri, *Progetto del grande Scalone*, pianta del piano superiore e del piano terreno, Padova 22 agosto 1867 [ASPd, cart. Museo, tav. IV].

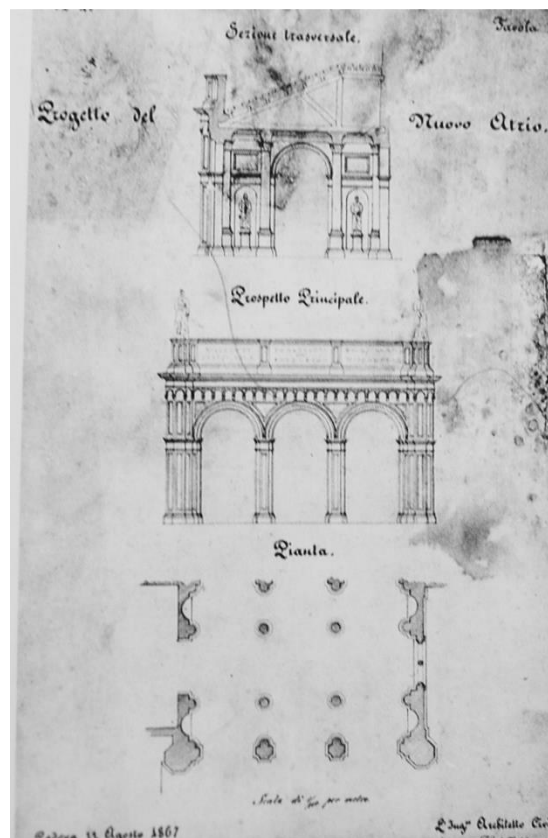


Figura 2.26 Eugenio Maestri, *Prospetto di fianco del nuovo atrio d'ingresso*, Padova, 22 agosto 1866, [ASPd, cart. Museo].

convento di Sant'Antonio per accogliere il patrimonio artistico del Museo Civico, arricchito dalle donazioni delle famiglie Capodilista e Bottacin⁵⁰ e la sistemazione fu affidata all'architetto Camillo Boito e all'ingegnere Eugenio Maestri. L'intervento di ristrutturazione, avviato da Maestri, fu portato a termine da Boito che progettò la facciata e lo scalone monumentale d'accesso. Il progetto di Maestri era incentrato soprattutto sul chiostro e prevedeva la riduzione del piazzale di accesso, la costruzione *ex novo* di un ingresso, con atrio decorato e scalone con citazioni "lombardesche", la realizzazione di una galleria al piano terra (destinata ad ospitare le sculture), di una sala di passaggio e la sistemazione delle sale per la pinacoteca, la biblioteca, l'archivio e gli uffici. Questa proposta era il frutto di una attenta analisi, fatta da Maestri, relativamente alle opere che sarebbero state esposte,⁵¹ e fu subito approvata ma non realizzata poiché il complesso non era interamente di proprietà del Comune. Maestri fu allora incaricato di elaborare un progetto per la sola zona del chiostro che era occupato dall'ex caserma, che venne approvato ma incontrò ben

⁵⁰ T. Serena, *Eugenio Maestri*, cit. pp. 52-54.

⁵¹ *Ibid.*

presto il parere sfavorevole di Pietro Selvatico che riteneva il preventivo di spesa troppo elevato. Si decise però di realizzare comunque la proposta di Maestri per i soli lavori ritenuti indispensabili (quindi riadattamenti degli ambienti e dipinture). Nel frattempo Selvatico aveva espresso parere positivo in merito ad una proposta di Camillo Boito, per il museo e per l'ingresso monumentale, che in ogni caso non si scostava di molto dall'originale progetto di Maestri.⁵² Il nuovo istituto fu solennemente inaugurato nel 1880, ma già dall'inizio dal 1870 erano iniziati i trasferimenti e le sistemazioni.

Il palazzo delle Debite

In seguito all'acquisto da parte del Comune delle ex carceri criminali fu necessario provvedere ad incaricare un architetto per rivalutare l'edificio. Il primo progetto fu presentato nel 1861 da Eugenio Maestri e prevedeva il rifacimento del fronte verso via delle Debite con la riduzione in altezza e il rifacimento del caseggiato all'angolo est, in parte al quale si proponeva una nuova facciata in mattoni scandita da bifore sui due piani con decorazioni goticheggianti in pietra bianca. Nel 1864 lo stesso Maestri propose un intervento alternativo per il prospetto ovest in stile "lombardo del 1200 [...] uno stile ricco, severo ed esclusivamente italiano" che con le ricche decorazioni in marmo e mattoni ricordava la facciata policroma della Loggia Amulea.⁵³ Tuttavia queste proposte di Maestri assieme ad altre sei varianti non furono mai accettate e il progetto realizzato seguì le linee guida proposte da Camillo Boito⁵⁴.

⁵² T. Serena, *Eugenio Maestri*, cit. pp. 52-54.

⁵³ ASPd, AC, b. 2407, E. Maestri, *Progetto dei lavori occorrenti per la radicale ed architettonica sistemazione della facciata a fianco delle ex carceri criminali dette delle Debite in Piazza delle Erbe, nonché del prospetto di mezzodì dell'arcone che congiunge il detto stabile colla gran Sala della Ragione*, Padova 31 maggio 1864.

⁵⁴ T. Serena, *Eugenio Maestri*, cit. pp. 52-54.

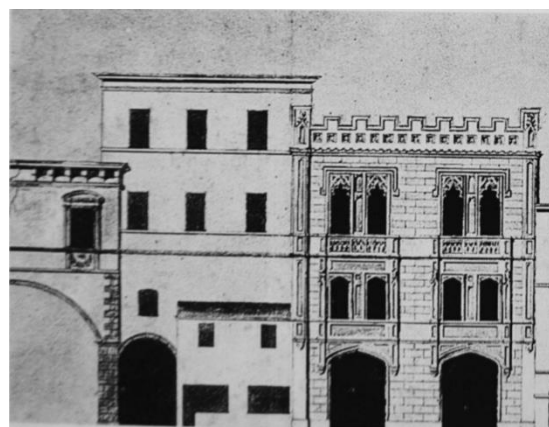
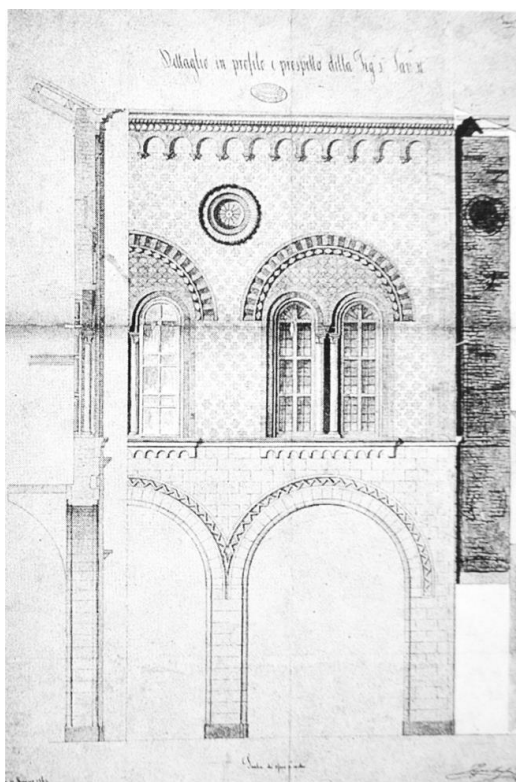


Figura 2.27 Eugenio Maestri, *Nuovo prospetto dei casini sulla via delle Debite*, Padova, 23 maggio 1861, [A.S.P., A.C., b. 2407 tav. VI].

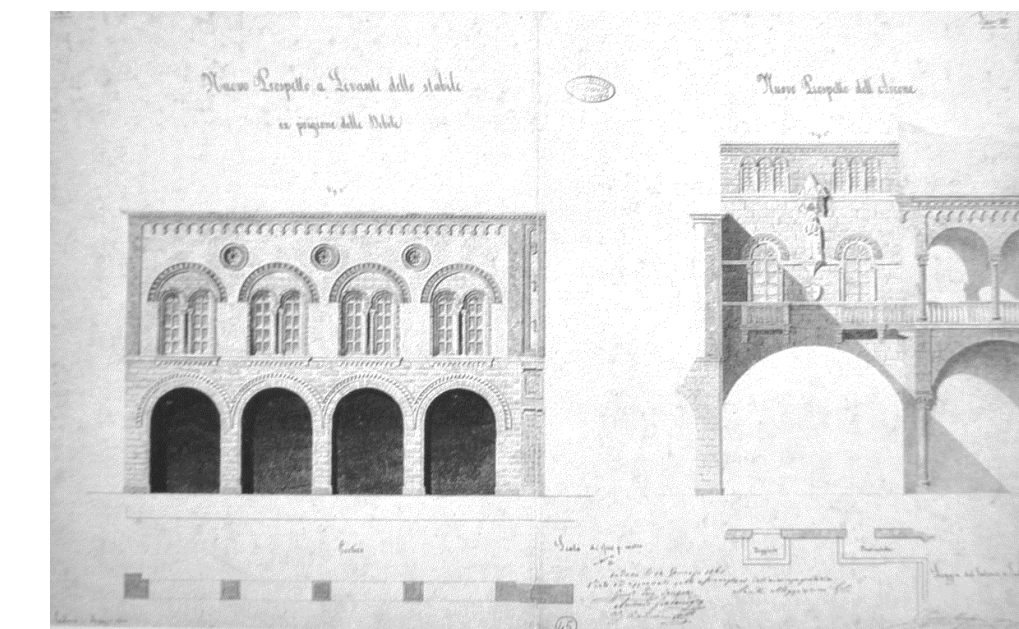


Figura 2.29 Eugenio Maestri, *Nuovo prospetto a levante dello stabile ex prigioni delle Debite*, Padova, 23 maggio 1861, [ASPd, AC, b. 2407, tav. III].

Il prospetto per l'ex casa Zatta

Le vicende ebbero inizio nel 1873 quando la Commissione per il Piano regolatore della Città di Padova in previsione dell'allargamento delle strade da via Eremitani fino a via San Francesco chiese al proprietario di arretrare la facciata dell'edificio dal momento che questo aveva fatto anche domanda di ristrutturazione. A causa dell'impossibilità di trovare un accordo vantaggioso per entrambe le parti l'amministrazione decise di acquisire il bene, affidando ad Eugenio Maestri la redazione di un progetto di ristrutturazione. Ma l'impegno dell'architetto fu vano poiché nel frattempo l'ex proprietario aveva incaricato l'architetto Berti di eseguire un nuovo progetto sull'area che fu approvato in breve⁵⁵.

Il Santuario dell'Arcella

Un'importante opera progettata e realizzata da Eugenio Maestri fu il Santuario dell'Arcella. Si tratta di una chiesa molto importante per la città di Padova e si trova nell'omonimo quartiere a nord della città. Qui vi morì Sant'Antonio, nel 1231, in una cella ancora conservata all'interno del Santuario. Nel corso dei secoli la chiesa subì numerosi rifacimenti. Dopo la morte del Santo la chiesa fu rifatta completamente attorno alla metà del 1200 per dare maggiore dignità a quello che era diventato ormai un luogo di pellegrinaggio. Fu ricostruita nuovamente nel 1494-1495 in seguito alla presa della città da parte dei veneziani che la misero a ferro e fuoco. Fu solo nel 1649, grazie ad un lascito di Baldassare Dondi dell'Orologio, che la chiesa divenne un Santuario di dimensioni importanti e nel secondo quarto dell'Ottocento si avviò una campagna di ricostruzione del Santuario che portò alla realizzazione di una tra le più interessanti opere architettoniche neogotiche di chiara ispirazione francescana. Alla guida dei lavori si succedettero gli architetti Eugenio Maestri e Nino Gallimberti che dal 1886 al 1931 si succedettero nella direzione dei lavori.

⁵⁵ T. Serena, *Eugenio Maestri*, cit. pp. 52-54.

2.3.3 La Loggia Amulea

«Quantunque l'area del Collegio Amuleo sia vasta abbastanza per convenirvi ragguardevoli costruzioni, il Municipio è d'avviso che si cominci a fabbricare in linea coi caseggiati contermini una grandiosa Loggia [...] lasciando a tempo migliorare il pensiero di edificarvi all'interno un Palazzo o qualcos'altro che meglio torni al comunale vantaggio [...]. Non potendosi per ora pensare all'intero fabbricato, che d'altronde sarebbe questionabile se fosse per riuscire utile al Comune di costruire, potendo l'area com'è attualmente servire né di Fiera a Stallaggi ed in tutto l'anno per l'Artiglieria, si limita il progetto nella semplice Loggia esterna [...]».⁵⁶ Con queste parole l'Amministrazione definiva le idonee vocazioni del sito su cui un tempo sorgeva la scuola istituita dai Da Mula. Era lo stesso podestà che affermava: «è bene pensare di costruire non un edificio al completo ma solo una Loggia, per togliere le sconcezze». L'idea era quindi quella di procedere celermente a risarcire il vuoto lasciato nella cortina edilizia, per realizzare solo in un secondo tempo la struttura retrostante. L'8 maggio 1858 Maestri presentò il suo progetto al podestà Francesco De Lazara⁵⁷ con una *Descrizione delle opere occorrenti per l'erezione della nuova Loggia Amulea in Prato della Valle*; e la proposta fu subito accettata⁵⁸. Neolaureato e alla prima vera esperienza progettuale Maestri aveva vinto laddove Jappelli (che aveva dedicato oltre vent'anni della sua carriera a alla Loggia) aveva fallito. I motivi del risultato ottenuto dall'ingegnere-architetto sono da ricondursi sia a ragioni di tipo tecnico ed estetico che economico. Da un lato il progetto prevedeva la possibilità di ospitare un pubblico pagante e le autorità nei giorni di fiera in Prato della Valle, dall'altro rappresentava per il Comune una spesa contenuta (L. 110.000).⁵⁹ Dagli atti risulta evidente che oltre a questi due motivi, che appaiono come le giustificazioni ufficiali delle scelte fatte dall'Amministrazione, ve ne sono altri non ufficiali ma comunque importanti e che mettono in gioco soprattutto l'appoggio del padre Giovanni Maestri e del Selvatico i quali avevano un ruolo importante all'interno del Comune di Padova.⁶⁰

Il progetto è in «stile Medio Evo Italiano» per due motivi: sia per «mantenere la memoria d'una fabbrica di stile affine i cui resti ancora mostrano due finestre del

⁵⁶ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2253, 1858, *Estratto del processo verbale tenuto dal Consiglio Comunale*.

⁵⁷ M. Universo, *L'architettura della "Padova nova"*, p. 272.

⁵⁸ Ivi, *Lettera del Maestri al Nobile Francesco De Lazara, Podestà di Padova*.

⁵⁹ M. Universo, *L'architettura della "Padova nova"*, p. 273.

⁶⁰ Pietro Selvatico, *Guida di Padova e dei principali suoi contorni*, Padova, 1869, p. 319.

veneto gotico» sia perché esso «è impresso di carattere puramente nazionale e ricorda i magnifici monumenti eretti nei secoli di mezzo da Arnolfo, Giotto, Niccolò Pisano ed altri Sommi, monumenti che finché dureranno, saran sempre esempi di puro, maschio architettare ed adattato a qualunque genere di civile ed ecclesiastico edificio»⁶¹. Il progetto Maestri era stato presentato al Consiglio comunale l'8 maggio 1858 e approvato il 26 ottobre 1858 con 18 voti a favore e 4 contrari. Successivamente l'opera era stata approvata dalla Direzione delle Pubbliche Costruzioni di Venezia il 31 ottobre 1858 e il 5 aprile successivo⁶². Nel frattempo la stessa Direzione aveva però avanzato la richiesta di predisporre almeno una «idea», per dare una destinazione ai circa 5000 mq di verde alle spalle della Loggia, da realizzare eventualmente a posteriori.⁶³ Maestri aveva deciso di risolvere tale questione ma aveva anche colto l'occasione per apportare alcune modifiche al suo progetto. La prima versione ormai già completamente accettata dalla Direzione di Venezia prevedeva l'accesso al piano superiore della loggia mediante una piccola scala laterale a quattro rampe, la seconda variante invece proponeva uno scalone d'onore più imponente, una scala secondaria, la costruzione di due gabinetti e l'ampliamento della sala d'aspetto. Oltre a queste varianti Maestri aveva previsto la possibilità di realizzare un edificio che si sarebbe sviluppato per tutta la lunghezza del lotto, ma a causa delle solite ristrettezze economiche del Comune furono accettate solamente le modifiche meno importanti. Nel frattempo il 21 aprile 1859 il Podestà aveva scritto una lettera a Maestri per compiacersi dell'imminente realizzazione del progetto informando quest'ultimo che i lavori di costruzione sarebbero stati eseguiti dall' Impresa Barbieri e le opere in terracotta dalla Ditta ing. Romano.⁶⁴ I lavori iniziarono a fine aprile 1859, cioè ancor prima dell'approvazione della variante con scalone monumentale, che venne approvata all'unanimità solo il 30 novembre 1859 dal Consiglio Comunale.⁶⁵ La Loggia fu terminata nel luglio 1861 e sottoposta a collaudo nel dicembre 1864.⁶⁶ L'opera si presenta come uno dei primi esempi padovani di architettura in cotto lasciato a vista, e questo perché Maestri lo considerava un materiale difficilmente degradabile, dunque adatto come rivestimento

⁶¹ ASPd, *Atti Comunalì*, b. 2253, 1858. E. Maestri, *Descrizione delle opere occorrenti per l'erezione della nuova Loggia Amulea in Prato della Valle*, ms. Padova 8 maggio 1858.

⁶² ASPd, *Atti Comunalì*, 2253, 1858. Venezia, Direzione Pubbliche Costruzioni, 18 aprile 1859.

⁶³ *Ibid.*

⁶⁴ *Ibid.*

⁶⁵ *Ibid.*

⁶⁶ Paola Valgimigli, *La Loggia Amulea un complesso da riprogettare*, in *Padova e il suo territorio*, 1988, p.14.

per un manufatto architettonico.⁶⁷ L'edificio ha caratteristiche uniche nelle proporzioni, rispetto soprattutto ai fabbricati circostanti, poiché è largo circa 40 mt, alto 19,20 mt e profondo solamente 11.40 ma risulta coerente con la funzione che doveva assolvere, cioè di palco per le autorità e per i cittadini che volevano apprezzare gli spettacoli che si svolgevano durante le fiere in Prato della Valle.⁶⁸

La descrizione delle opere da realizzare è delineata nella relazione allegata al progetto: «s'alza la Loggia sopra nove archi eguali a sesto acuto impostati su pilastri ottagononi di cotto con capitelli e basi di macigno [...]. L'apertura dell'arco è di mt 3,30, e l'altezza in chiave è di mt 6. La costruzione materiale dell'arco sarà eseguita con cunei di terra cotta appositamente sagomati [...] le basi e i capitelli dei citati pilastri saranno lavorati in pietra macigno delle Cave Pettenetto di Montemerlo [...] ed i pilastri stessi costruiti diligentemente avvertendo che ciascuna faccia dovrà corrispondere a numero intero di quadrelli e mezzi affinché l'ordine delle connessure sia esattamente simmetrico.

Superiormente ai pilastri ed appoggiati su mensole di terra cotta di colore diverso dal rimanente si imposteranno gli archivolti sagomati pure in terra cotta [...] la Loggia propriamente detta [...] per ciò che spetta al prospetto sarà costituita di 9 archi eguali fra loro della luce di mt 3,35 e dell'altezza in chiave di mt 6,50 sostenuti da piedritti macigno delle cave suddette [...]. Questi appoggeranno sopra nove corrispondenti piedistalli in cotto rivestiti nelle quattro facce da riquadri in terra cotta, i quali sporgendo alcun poco dal piano del muro sottoposto saranno apparentemente sostenuti da un binato di archetti con mensole costituenti parte della cornice del portico, tutta modellata in terra cotta colle mensole di colore diverso dal rimanente. Fra i piedistalli un traforo con cimasa ricorrente anche ai basamenti, il tutto in terra

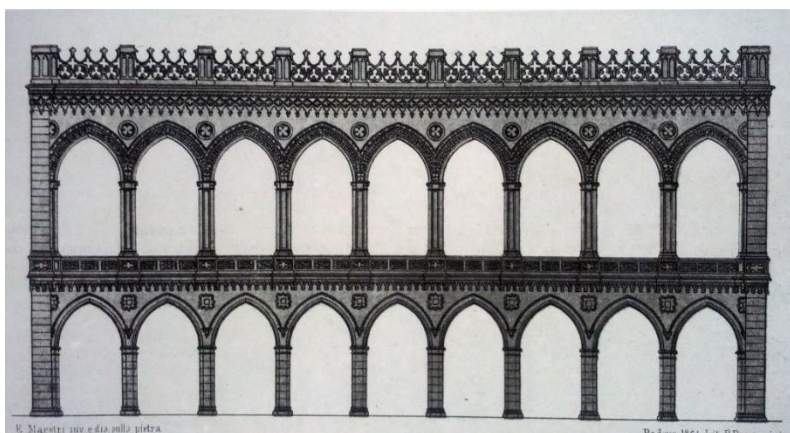


Figura 2.30 Eugenio Maestri, *Rappresentazione grafica della facciata della Loggia Amulea*, 1861, Padova, [Biblioteca Civica di Padova].

⁶⁷ *Ivi*, p.15.

⁶⁸ *Ivi*, p.14.

cotta, formerà il poggio del loggiato. Le armille degli archi saranno formate con appositi cunei simili a quelle degli archi sottoposti, dello spessore di 0,52 m ed alti 0,30 m; superiormente a questi e nel piano del muro sarà lasciata una fascia a scanalature rientranti da farsi con pezzi di rivestimento, dalla quale spogerà una seconda fascia ornata a rose sostenuta da appositi pilastrini sagomati posti a piombo delle lesene dei sottoposti pilastri; tutto ciò sarà costruito in terra cotta facendo i capitelli dei detti pilastrini di colore diverso dal resto.

Sopra questi archi si eleverà il resto del muro occorrente a raggiungere l'altezza della cornice della grossezza di mt 0,45 in cui si praticheranno 8 intere rose e due mezze ciascuna a quattro lobi da costruirsi pure in terra cotta.

La sommità di detto muro sarà coronata dalla cornice suddivisa in tre parti distinte sagomata nel ripetuto materiale di terra cotta [...] affinché di rendere più duratura la decorazione in terra dovrebbe essere oliata con tre mani d'olio di lino generosamente somministrato»⁶⁹. Inoltre si legge che «Tutti i materiali da porsi in opera dovranno essere delle più scelta qualità; legname del Cadore sia di Larice che di Abete, quadrelli ben cotti e coppi maturati della Fabbrica degli Svizzeri, pietra macigno delle Cave Pettenetto di Montemerlo, marmo rosso e bianco delle migliori Cave di Verona

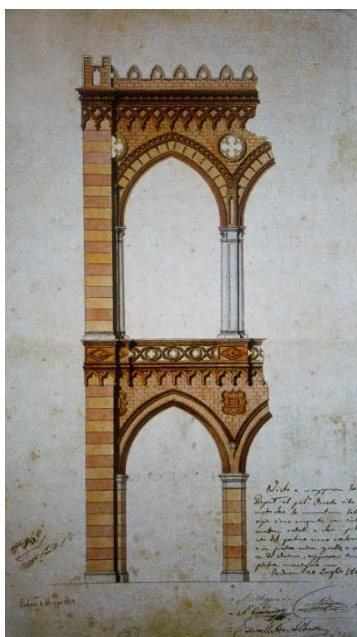


Figura 2.31 Eugenio Maestri, Loggia Amulea, prospetto, Padova, 8 maggio 1858, [ASPd, AC, b. 2253].



Figura 2.32 Eugenio Maestri, Loggia Amulea, dettaglio prospetto piano secondo, Padova 1858 [ASPd, AC, b. 2253].

della massima compattezza senza interstizi terrosi [...] sabbia pura e granulosa, ferro ben tirato e senza abrasioni».⁷⁰ Nel complesso tutte queste direttive e annotazioni furono approvate e realizzate anche se «la Deputazione agli ornati della Regia Città

⁶⁹ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2253, 1858.

⁷⁰ *Ibid.*

di Padova nel mentre approvava gli esibiti disegni, trovava però che dovessero essere costruiti i pilastri del portico con pietre vive bianche e rosse di Verona (l'Ufficio Provinciale delle Pubbliche Costruzioni suggerì poi di sostituire alla pietra bianca la pietra macigno, come nei pilastri della Loggia superiore) e che la muratura laterizia dei timpani e delle arcate dovesse esser costruita ad opera reticolata con quadrelli bianchi e rossi [...]».⁷¹

Tra le arcate vi sono due statue: una dedicata a Dante e una a Giotto, opera di Vincenzo Vela (1820-1891), mentre sulla parete del portico è presente un bassorilievo in Bronzo di G. Rizzo e un medaglione in bronzo di Taglioni a ricordo del generale Lamarmora che dal quartiere di Padova trasmetteva a Garibaldi l'ordine di ritirarsi dal Trentino.⁷² Infine è presente una lapide con iscrizione di Alberto Cavalletto a ricordo degli studenti Padovani caduti durante le guerre di indipendenza e una tabella in marmo con inciso un sonetto dannunziano dedicato a Padova.

La Loggia così realizzata fu aspramente criticata non solo dalla cittadinanza ma anche da alcuni esperti tra cui Sacchetti e lo stesso Selvatico, che era stato in prima linea nel supportare Maestri nella sua opera.⁷³ Si trattava secondo molti di un «sipario di pietra», un prospetto «che annuncia moltissimo e non racchiude nulla».⁷⁴ La responsabilità di questo parziale insuccesso non deve essere riferita solamente al progettista quanto piuttosto alle esigenze di una Amministrazione che doveva provvedere a colmare un vuoto nella piazza più importante di Padova senza avere a disposizione sufficienti risorse economiche per realizzare un edificio completo.

2.4 Il progetto non realizzato del Museo Civico

In seguito alla realizzazione della Loggia Amulea rimaneva comunque da capire come valorizzare il vuoto alle spalle dell'edificio. Una proposta ambiziosa era giunta da Andrea Gloria per cercare di usufruire del verde inutilizzato e dare un carattere forte alla Loggia, per non farla apparire come semplice sipario verso il Prato. Nel 1868 il direttore del Museo Civico chiedendo degli spazi più ampi per le esposizioni aveva avanzato la proposta al Comune (come già accennato sopra) di realizzare una sede

⁷¹ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2253, 1858, *La Direzione delle Pubbliche costruzioni all'I.R. Eccelsa Luogotenenza*.

⁷² M. Universo, *Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900*, in *Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana* a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p. 206.

⁷³ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2496, 1867.

⁷⁴ M. Universo, *L'architettura della "Padova nova"*, p. 274.

museale proprio nel cortile a ridosso della Loggia.⁷⁵ Il progetto presentato dall'ingegnere municipale Turola prevedeva un fabbricato su due piani lungo circa 90 m, largo 15 m e alto circa 25 m.⁷⁶ Un intervento di tali dimensioni avrebbe comportato tra l'altro pesanti aggiornamenti nell'assetto interno della Loggia:

- demolizione dello scalone principale per far posto all'abitazione del custode;
- demolizione dell'atrio e della scala secondaria per far posto ad un magazzino;
- ampliamento della sala delle autorità al primo piano per esporre bronzi e maioliche mentre il pianerottolo dello scalone principale sarebbe diventato la sala dei marmi e la Loggia sarebbe stata dedicata alla glittoteca.⁷⁷

Questo ambizioso progetto non fu mai approvato per le ovvie difficoltà dell'amministrazione di assecondare delle scelte che avrebbero gravato pesantemente sulle casse comunali. Per questo motivo il vuoto alle spalle della Loggia continuò ad essere inutilizzato e privo di funzione specifica.

2.5 La caserma dei Vigili del Fuoco - 1906

Lo spazio vuoto alle spalle della Loggia, col passare degli anni, stava diventando un luogo sempre meno utilizzato e degradato. La svolta avvenne agli inizi del Novecento, in un generale clima di ammodernamento della città in cui si stava iniziando a pensare

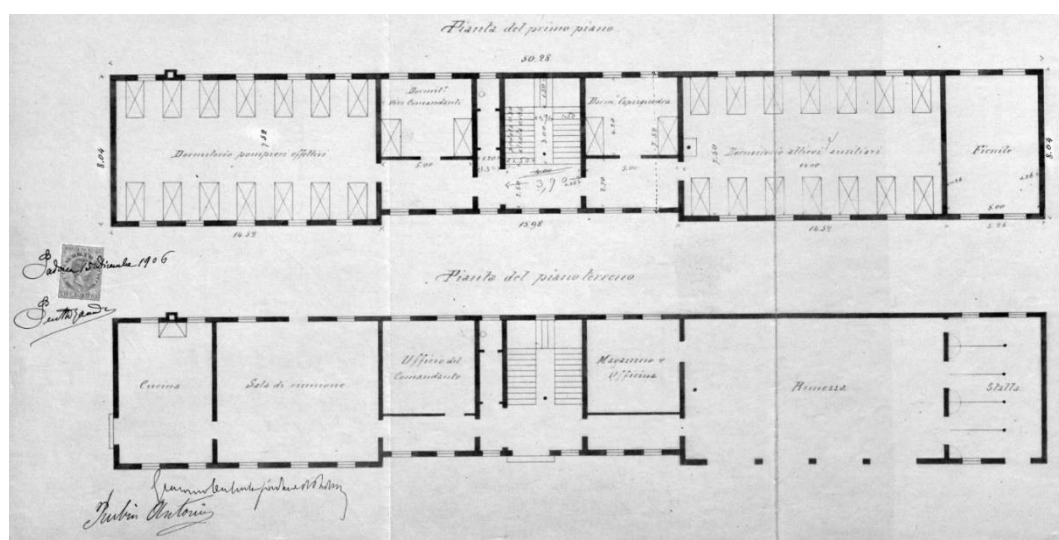


Figura 2.33 Pianta piano terra e piano primo della Caserma, 1906 [AGCPd].

⁷⁵ P. Valgimigli, *La Loggia Amulea*, 1988, p. 16.

⁷⁶ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2496, 1867.

⁷⁷ *Ibid.*

di trasferire la Caserma del corpo dei Vigili del Fuoco in Prato della Valle per garantire un miglioramento dei servizi offerti dal Comune alla città. L'11 dicembre 1906 la questione arrivò in Consiglio Comunale, e venne presentato dalla Giunta il progetto dell'Ufficio civico LL.PP. che consisteva in «un dormitorio per i pompieri; un dormitorio per i pompieri allievi e per gli ausiliari; una stanza per i capi-squadre; un ufficio per il comandante; una stalla per cinque cavalli; una rimessa; una sala di riunione; un magazzino; una cucina; un locale per officina; vani d'uso comune; una tettoia»⁷⁸. Presa visione della proposta, il progetto in breve tempo fu approvato e nel 1908 la caserma dei pompieri era già terminata ed operativa. Il fabbricato fu soggetto a successive modifiche nel 1922 in seguito al passaggio dalla trazione animale alla trazione meccanica che avvenne il 6 maggio 1920. Questo radicale cambiamento portò alla sostituzione degli attrezzi e dei mezzi di trasporto, all'ampliamento dell'officina meccanica e alla costruzione di nuovi ambienti che andavano a integrare i vecchi (per una migliore comprensione si richiama l'analisi comparativa fatta nelle tavole in allegato: Tav. 2.09 e seguenti). Un altro importante intervento a servizio della caserma fu realizzato negli anni '30 e portò alla costruzione del castello di manovra addossato alla Loggia e realizzato in calcestruzzo armato (figura 2.34-2.35). Si trattava di una struttura imponente in c.a. che era stata addossata al prospetto posteriore della Loggia e che serviva ai Vigili del Fuoco per le esercitazioni; non è noto però come il castello di manovra fosse collegato alla Loggia e se la costruzione dello stesso avesse comportato modifiche sostanziali sia in pianta che in prospetto. La struttura, spartana e con numerose aperture aveva un'altezza circa uguale a quella della Loggia ma si trattava di un'opera funzionale all'attività di addestramento dei pompieri che non si confaceva alle caratteristiche morfologiche e tipologiche della Loggia. Poco conosciamo del castello di manovra, probabilmente fu demolito negli anni '90, quando i Vigili abbandonarono questa sede.

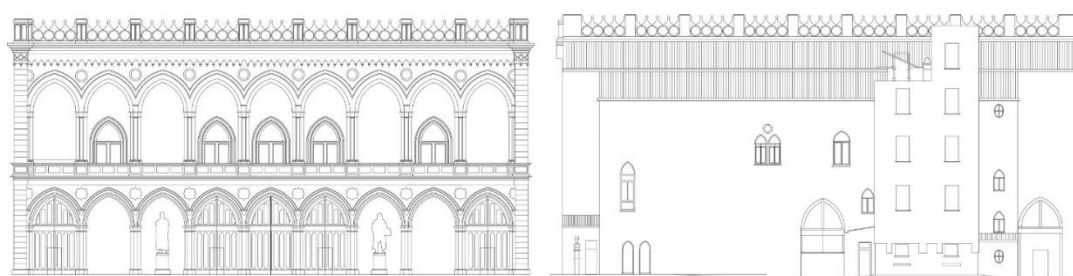


Figura 2.34 Rilievo del prospetto anteriore e posteriore della Loggia [Ufficio Tecnico del Comune di Padova].

⁷⁸ AGCPd: 11, 12, 13, 17, dicembre 1906.

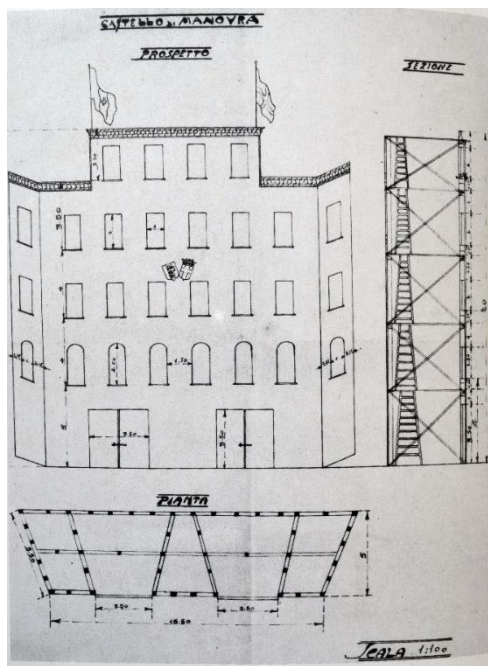


Figura 2.35 Pianta e prospetto del castello di manovra realizzato in c.a. [AGCPd].

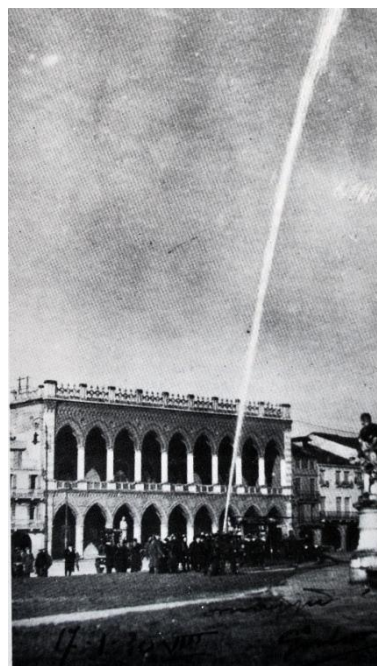


Figura 2.36 Esercitazione in Prato della Valle del corpo dei Vigili del Fuoco, 1968 [BCPd].

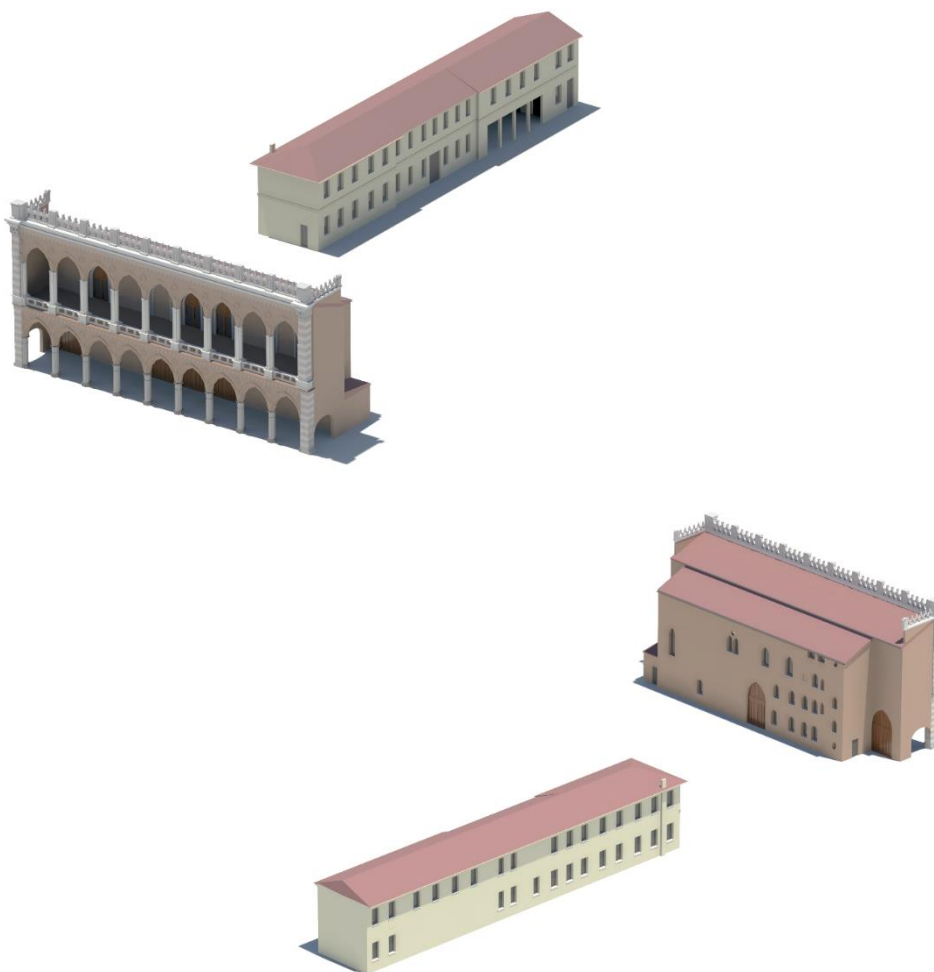


Figura 2.37 Riproduzione tridimensionale, situazione nel 1906.

2.6 Gli interventi successivi – 1939.1962.1999

Nel 1939 fu fatto un intervento che riguardava la modifica sostanziale del piano terra della Loggia e la sistemazione del corpo di guardia con una nuova scala secondaria, in sostituzione di quella originaria progettata da Maestri, che permetteva di raggiungere i piani ammezzati (figura 2.40). Dalle planimetrie si può notare il

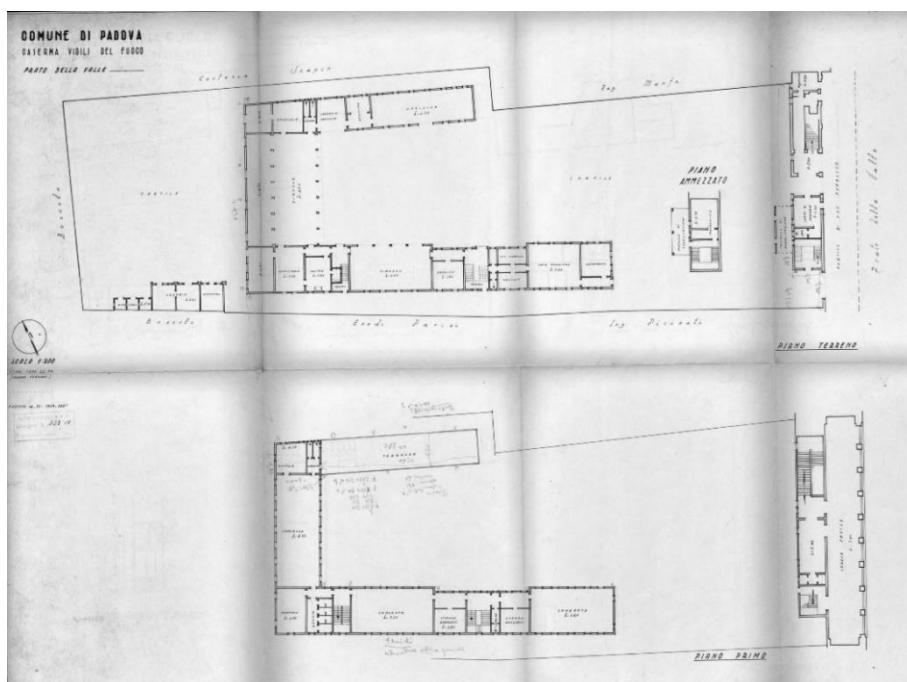


Figura 2.38 Pianta piano terra e piano primo, 1939 [AGCPd].

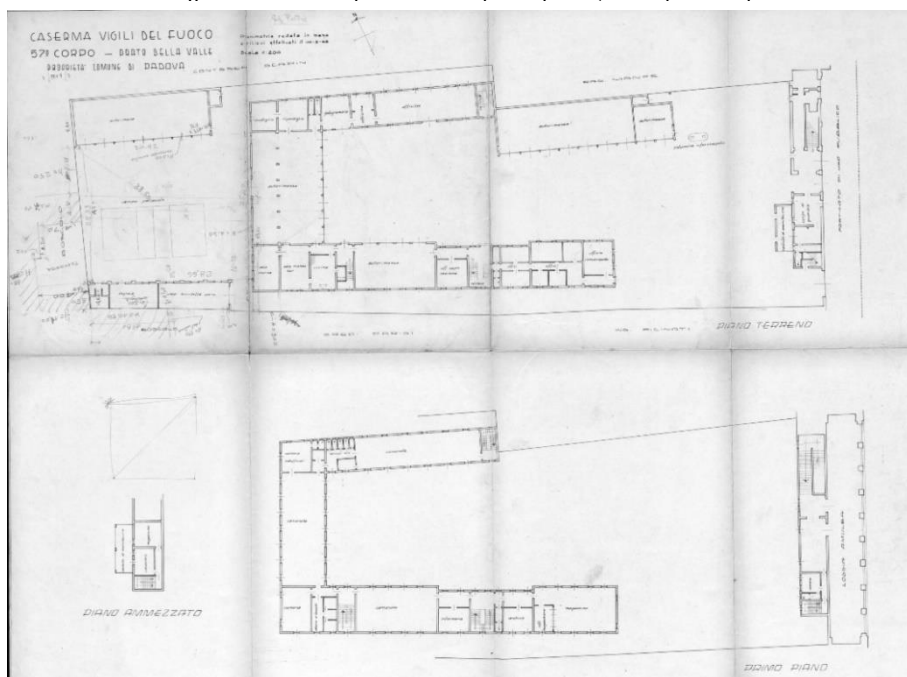


Figura 2.39 Pianta piano terra e piano primo, 1962 [AGCPd].

considerevole ampliamento della caserma dei Vigili del Fuoco rispetto alla situazione del 1906 (figura 2.35). Di nuova costruzione era l'ala ovest e quella nord che dovevano servire, al piano terra, da officine ed autorimesse per i mezzi dei pompieri, mentre al piano primo si trovavano le camerate adibite a dormitori dei graduati⁷⁹.

Con l'intervento del 1962 (figura 2.41) furono realizzate ulteriori variazioni nell'assetto

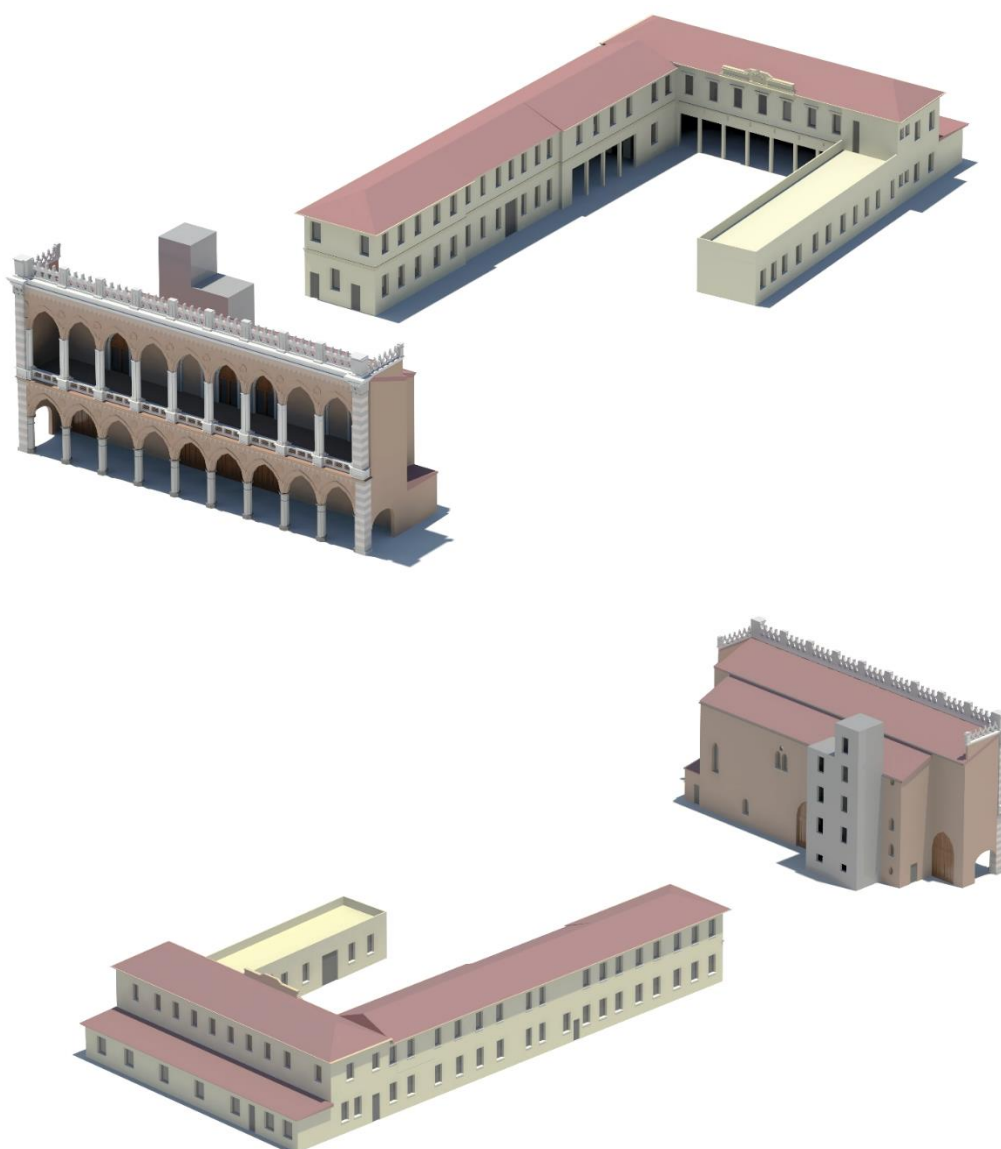


Figura 2.40 Ricostruzione virtuale in 3d, *situazione nel 1939.*

della caserma e, in particolare, i cambiamenti più rilevanti riguardarono la sopraelevazione del corpo di fabbrica più a nord: questo originariamente ospitante una officina, venne ampliato per creare nuovi dormitori per i Vigili del Fuoco. Sempre

⁷⁹ Ufficio Civico LL.PP. Disegno n. 223/12, 7 settembre 1942. Caserma Vigili del Fuoco, Costruzione nuove autorimesse e sistemazione “Corpo di Guardia”

del 1962 è la costruzione di una nuova autorimessa ad un piano con struttura a pilastri in calcestruzzo armato, addossata al corpo di fabbrica che era stato sopraelevato. Rispetto a quest'ultimo, il deposito degli autoveicoli ne mantiene la direzione principale, ma non risulta essere allineato con le preesistenze.

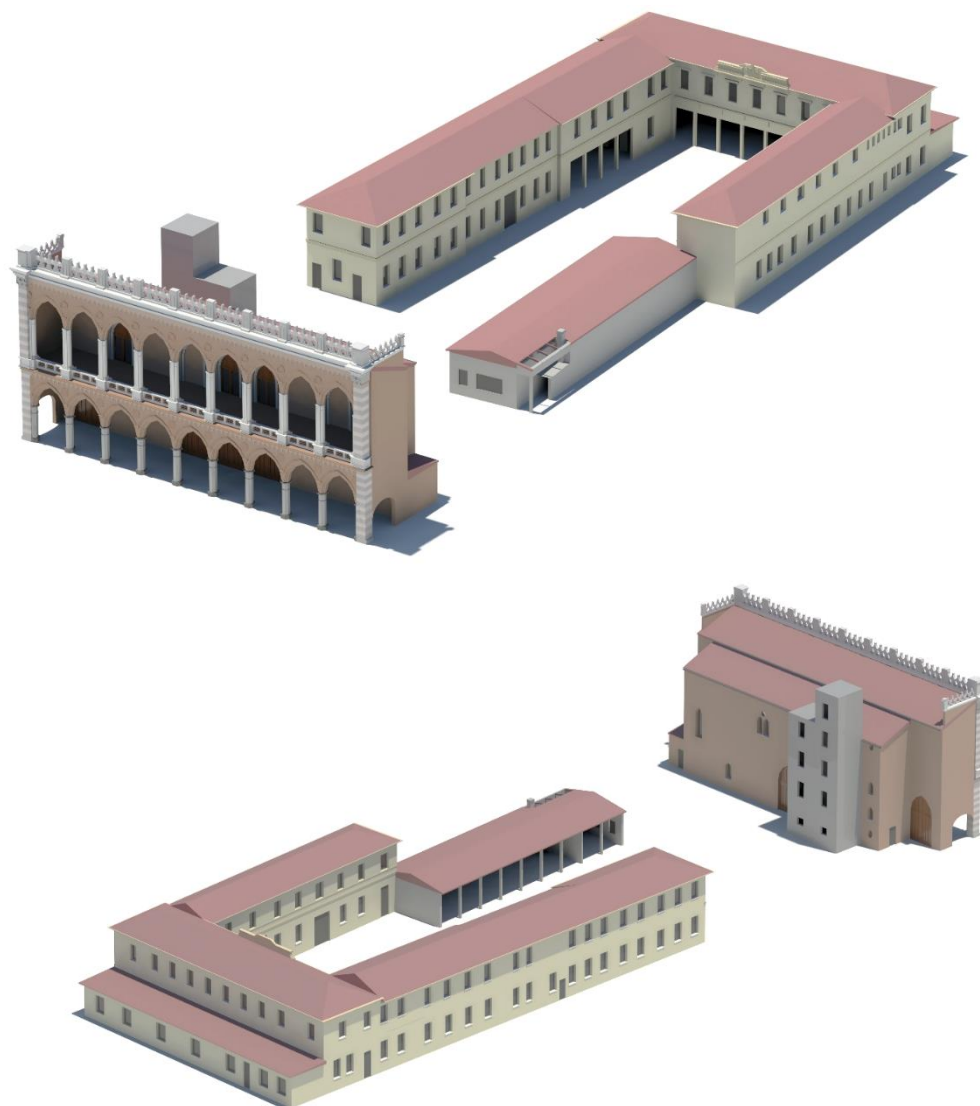


Figura 2.41 Ricostruzione virtuale in 3d, *situazione nel 1962.*

In sede di sopralluogo, cercando di chiarire certe questioni strutturali sull'intero complesso, alcuni addetti ai lavori hanno affermato che sotto questa autorimessa (oggi giorno destinata ad uffici) ci sarebbe un bunker, della cui esistenza non erano però certi (e con il sopralluogo non si è riusciti a confermare tali supposizioni).

I Vigili del Fuoco abbandonarono la sede del comando provinciale di Prato della Valle nel 1989 e nel 1991 furono apportate alcune modifiche soprattutto relativamente alle partizioni interne per convertire la caserma dei pompieri nella sede del comando municipale della polizia ospitante anche alcuni uffici del comune di Padova. Un ultimo

intervento di cui si ha notizia è stato realizzato nel 1999 e riguardava il consolidamento strutturale del solaio intermedio dell'ala ovest del complesso alle spalle della Loggia. Il solaio è stato rinforzato per poter ospitare al piano primo alcuni uffici e ha comportato la realizzazione di nuove travature d'acciaio di tipo IPE 400, lunghe 7 m, accoppiate e affiancate, alle travi in calcestruzzo preesistenti e ciascuna trave poggia su colonne in acciaio del diametro di 194 mm.

Sintesi cronologica degli eventi

Dal 1389 a 1608	- sull'area della Loggia Amulea si ha notizia d'archivio della presenza di tre abitazioni
17 gennaio 1566	- il cardinale Marcantonio da Mula decide di istituire a Padova un collegio universitario destinato ad ospitare i rampolli della nobiltà veneziana
1600	- gli immobili di cui sopra risultano di proprietà di Agostino da Mula
1608	- costruzione del Collegio Amuleo di Padova
1804	- il Collegio Amuleo risulta essere utilizzato come abitazione privata e non più come sede scolastica
28 marzo 1822	- un incendio distrugge il Collegio Da Mula o Amuleo
1 marzo 1823	- prima lettera della Congregazione Municipale al Da Mula affinché provveda a sistemare l'area distrutta
3 giugno 1823	- seconda lettera della Congregazione Municipale al Da Mula con contenuto simile alla prima
10 giugno 1823	- Jappelli viene incaricato di eseguire un sopralluogo sul sito dell'ex Collegio Amuleo
7 maggio 1824	- Jappelli propone di avviare una <i>generale regolazione</i> dove sorgeva il Collegio Amuleo
9 maggio 1825	- Amministrazione Civica decide che si deve intervenire sull'area del Collegio ormai distrutto erigendo un «fabbricato sull'area dell'incendiato Palazzo Amuleo in Prato della Valle a scopo di pubblica utilità»
22 giugno 1825	- Jappelli è ufficialmente incaricato dal Podestà alla stesura di un progetto per il sito
15 giugno 1825	- Jappelli presenta all'imperatore austriaco un primo modello ligneo del suo progetto
19 maggio 1925	- Selvatico consegna un abbozzo progettuale alla Congregazione Municipale, prevedendo un fabbricato di limitata estensione e con destinazioni esclusivamente pubbliche
30 ottobre 1827	- presentazione ufficiale del primo progetto di Jappelli
1 maggio 1831	- presentazione ufficiale del secondo progetto di Jappelli

- 24 agosto 1832 - presentazione di una bozza del terzo progetto di Jappelli consegnata alla Congregazione Municipale (*Idea generale della Caserma*)
- 3 febbraio 1834 - viene riconsiderato e approvato dall'I.R. Governo il primo progetto di Jappelli
- 1846 - l'ingegnere capo dell'Ufficio Tecnico Municipale, Giovanni Maestri, viene incaricato di rivedere il preventivo di spesa del primo progetto di Jappelli ed adeguarlo ai prezzi del tempo
- Giugno 1847 - la Deputazione d'Ornato invita Jappelli ad adeguare il primo progetto del '25 all'idea della Congregazione Municipale prevedendo sull'area la dimora del Generale a capo del secondo corpo militare del Regno lombardo-veneto
- 30 gennaio 1848 - Jappelli presenta il progetto che prevedeva la realizzazione alle spalle della Loggia di un Palazzo per un Generale d'armata
- 5 aprile 1848 - la gara d'appalto per assegnare i lavori di quest'ultimo progetto va deserta
- 8 maggio 1858 - Maestri presenta il progetto della Loggia al podestà De Lazara
- 26 ottobre 1858 - Consiglio Comunale approva il progetto dell'ing.-arch. Eugenio Maestri
- 30 novembre 1859 - sono presentate e approvate le modifiche di Eugenio Maestri alla Loggia Amulea
- Luglio 1861 - terminano i lavori della Loggia Amulea
- 18 settembre 1861 - viene eseguito il collaudo della Loggia Amulea
- 1869 - viene presentato un progetto per una sede distaccata del Museo Civico da costruire alle spalle della Loggia Amulea; mai realizzato.
- 1906 - il Comune propone un progetto per la caserma dei Vigili del Fuoco da realizzare sul cortile retrostante la Loggia Amulea
- 1908 - la caserma dei pompieri è ultimata
- 1922 - ampliamento caserma dei Vigili del Fuoco, in seguito alla sostituzione di mezzi a trazione animale con quelli a trazione meccanica
- 1939 - ulteriore ampliamento caserma dei Vigili del Fuoco
- 1942 - sistemazione del piano terra della Loggia Amulea

- 1962 - ampliamento della caserma dei Vigili del Fuoco
- 1989 - sono apportate alcune modifiche alla porzione ovest dell'ex caserma dei Vigili del Fuoco al fine di destinare il fabbricato ad uffici

APPENDICE:

Schedatura materiale bibliografico

- Saggi
- Articoli in rivista

Schedatura materiale iconografico

SCHEDE BIBLIOGRAFICHE

Scheda A

Nome e cognome dell'autore	<i>Tiziana Serena</i>
Titolo del saggio	<i>Eugenio Maestri</i>
In titolo del volume	<i>Camillo Boito: Un'architettura per l'Italia unita</i>
a cura di	Guido Zucconi e Francesca Castellini
Luogo di edizione	Venezia
Editore	Marsilio
Anno	2000
Pagine di inizio e di fine del saggio	pp. 49-50
Tipo di fonte	Critica
Riassunto delle parti ritenute più significative	<p>La seconda metà dell'Ottocento rappresenta per Padova un periodo di svolte e miglioramenti. Nello stesso periodo, 1872, viene redatto un nuovo Piano regolatore che tuttavia si rivolge solamente al centro storico e rappresenta un mero strumento urbanistico e politico atto a veicolare e pilotare l'esecuzione delle opere previste. Numerosi i progetti sviluppati attorno al 1870, dalla Loggia Amulea di Maestri, al Macello di Jappelli, al completamento del Museo Civico di Boito. In tutti questi casi il problema è quello di mettere in relazione il "nuovo" con l'architettura tradizionale della città.</p> <p>Eugenio Maestri (1834-1921) consegue dapprima il Diploma in Ingegneria alla Facoltà di Matematica di Padova e poi ottiene la patente di architetto all'Accademia di Belle Arti. Selvatico, presidente di tale corso di studi, indirizza Maestri verso un atteggiamento funzionalista e coerente con lo stile medievale che quest'ultimo studierà in modo pratico e teorico a Venezia. Terminato il corso di studi Maestri torna a Padova dove il padre era stato ingegnere capo municipale fino al 1867.</p> <p>Il primo incarico per Eugenio Maestri si presenta nel 1858 quando viene incaricato dal Municipio di progettare un loggiato, lì dove un tempo sorgeva il Collegio Amuleo. L'opera ha uno stile medievale ed</p>

era pensata per ospitare durante le manifestazioni in Prato della Valle gli illustri padovani e farli godere di una visuale privilegiata. Selvatico, suo maestro, riteneva lo stile medievale non solo testimonianza di una Nazione ma anche adatto sia per le architetture civili che ecclesiastiche.

L'intensa attività del Maestro attorno al 1860 lo porta a redigere altri progetti oltre alla Loggia. Tra 1859 e 1864 sono redatti 8 differenti progetti per la facciata del palazzo delle Debite, nel 1860 è impegnato nel progetto del cimitero monumentale di Padova e tra 1867 e 1870 mette a punto tre varianti per la nuova sede del Museo Civico. Nessun progetto sarà, però mai realizzato oltre la Loggia Amulea a meno di una porzione del nuovo Museo. Tuttavia realizza nel 1869 un intervento di restauro nel palazzo del Capitaniato e nel 1880 uno alle Scuole Carraresi, successivamente, attorno al 1890 sarà anche impegnato nel restauro di un lato del palazzo della Ragione (osteggiato da Boito, suo professore all'Accademia). Inoltre in questi anni partecipa attivamente come membro in molte commissioni che determinano le vicende architettoniche della città di Padova.

***Eventuali citazioni
ritenute particolarmente
significative***

“Perché tale carattere”, lo stile medievale, “abbandonato la sublimità della archicuta tedesca architettura, è impresso di carattere puramente nazionale, e ricorda ai magnifici monumenti eretti nei secoli di mezzo da Arnolfo, Giotto, Niccolò Pisano ed altri sommi, monumenti che finché dureranno, saran sempre esempi di puro, maschio architettare ed adattato a qualunque genere di civile ed ecclesiastico edificio” (Selvatico sullo stile medievale pg.49)

***Valutazione sulle
informazioni trasmesse***

Questo saggio ci permette di conoscere la vita, la formazione e progetti realizzati e non realizzati da Eugenio Maestri.

Scheda n. B

Nome e cognome dell'autore	<i>Lionello Puppi</i>
Titolo del saggio	<i>Invenzione e scienza, architetture e utopie tra la rivoluzione e la restaurazione</i>
In titolo del volume	<i>Padova Case e Palazzi</i>
a cura di	Lionello Puppi e Fulvio Zuliani
Luogo di edizione	Vicenza
Editore	Neri Pozza Editore
Anno	1970
Pagine di inizio e di fine del saggio	pp.250-253
Tipo di fonte	Critica
Riassunto delle parti ritenute più significative	In seguito all'incendio del Collegio Amuleo scoppiato nel 1822 l'area rimane vuota e in rovina per molti anni. Jappelli che era membro della Commissione all'Ornato della città di Padova il 7 maggio 1824 propone una <i>generale regolazione</i> della zona e nel maggio del 1825 l'Amministrazione comunale decide di riprogettare l'area andata distrutta sia per ristabilire l'unitarietà del fronte su Prato della Valle sia per celebrare la visita dell'imperatore Francesco I. Un primo progetto viene presentato nel 1827 e consisteva in una loggia ionica con porticato su pilastri squadriati al piano terreno. La funzione cui doveva assolvere era quella di rappresentanza e ricevimento delle personalità pubbliche e politiche e fungere da punto di vista privilegiato per godere delle fiere che si svolgevano in Prato della Valle. Il progetto viene poi modificato nel 1828 e successivamente nel 1831 prevedendo la realizzazione di un teatro diurno e notturno alle spalle della Loggia. Questi progetti non sono stati mai realizzati a causa dell'insostenibile costo di costruzione. Nel 1834 Jappelli viene incaricato di progettare una caserma ad uso militare su tre piani, ma anche questa vicenda si conclude con un insuccesso. Neppure l'ultimo progetto elaborato su richiesta dell'amministrazione sarà mai approvato. Questo prevedeva di destinare l'area alle spalle della Loggia ad alloggio del Generale a capo del secondo corpo militare del Regno lombardo-veneto.
Valutazione sulle informazioni trasmesse	Il saggio ci offre la possibilità di capire le vicende accadute in seguito al rogo del Collegio amuleo, in

particolare in relazione ai progetti proposti ma mai realizzati da Jappelli.

Scheda C

Nome e cognome dell'autore	Mario Universo
Titolo del saggio	<i>L'architettura della "Padova nova"</i>
In titolo del volume	<i>Padova Case e Palazzi</i>
a cura di	Lionello Puppi e Fulvio Zuliani
Luogo di edizione	Vicenza
Editore	Neri Pozza Editore
Anno	1970
Pagine di inizio e di fine del saggio	pp.272-274
Tipo di fonte	Critica
Riassunto delle parti ritenute più significative	Morto Jappelli, nel progetto della Loggia Amulea gli succede Eugenio Maestri che per i suoi progetti si rifà allo stile del gotico veneziano che aveva fatto proprio studiando all'Accademia di Belle Arti come allievo di Selvatico e Boito. Ultimati gli studi, il primo importante incarico per l'ingegnere-architetto è quello della Loggia Amulea, presentato sei anni dopo la morte di Jappelli (nel 1858) e subito approvato. Le ragioni che hanno portato a preferire questo progetto a fronte dell'impegno profuso per vent'anni da Jappelli è da ricondursi anche e soprattutto alla maggiore economicità della proposta del Maestri (110 mila lire). L'edificio doveva assolvere a funzione di rappresentanza e servire come palco per il pubblico pagante che si sedeva ad osservare gli spettacoli in Prato della Valle. I motivi per cui i progetti di Jappelli non furono mai considerati sono forse da ricondurre alla contemporanea perdita di popolarità dell'architetto, nei suoi ultimi anni di vita, e la crescente notorietà di Eugenio Maestri appoggiato nelle sue scelte da una figura importante come Selvatico e dal padre Giovanni Maestri che era ingegnere del Comune. La struttura è quella di un loggiato su due piani in stile gotico-italiano (con qualche influenza veneto-bizantina). Il materiale predominante è la terra cotta. Il risultato complessivo al termine dei lavori non fu tuttavia apprezzato né dai critici né dai cittadini che vedevano l'opera come inadeguata sia all'epoca che al contesto

***Eventuali citazioni
ritenute particolarmente
significative***

“un arlecchinoso prospetto, mentre la si richiedeva una loggia vasta, maestosa che ti dà l'idea di un giullare dalla veste bizzarra appoggiato al braccio di due sudici abatini [...]. Il meglio da farsi era il non fare piuttosto che erigere opera che starà a monumento della miseria dei tempi e delle nullità di chi presiede alla pubblica cosa [...].” (opinione nel Messaggero Tirolese riguardo la Loggia)

***Valutazione sulle
informazioni trasmesse***

“frontespizio senza libro” (opinione di Selvatico in merito alla Loggia)

Il saggio descrive l'operato ventennale di Jappelli che però non condurrà alla realizzazione di alcun progetto e il successivo intervento di Maestri che porta alla realizzazione della Loggia Amulea.

Scheda D

Nome e cognome dell'autore	Autori vari
Titolo del saggio	Loggia Amulea
In titolo del volume	Metamorfosi negate
a cura di	Stefano Zaggia
Luogo di edizione	Padova
Editore	Cleup
Anno	2012
Pagine di inizio e di fine del saggio	pp.62-65
Tipo di fonte	Compilativa
Riassunto delle parti ritenute più significative	Andato distrutto nel 1822 il Collegio Amuelo a causa di un incendio, le vicende che poi si succedono sono assai articolate. Nel 1825 la Congregazione comunale decide la ricostruzione dell'area prevedendo un progetto funzionale e teso a ricostituire la quinta scenica posta sul fronte occidentale rivolto verso il Prato. Il primo progetto è di Selvatico ma non fu mai realizzato. I vent'anni successivi sono caratterizzati dalle proposte di Jappelli, anche queste mai realizzate. Nel complesso dall'architetto sono state realizzate tre varianti per la Loggia, tre progetti per il teatro retrostante e uno per una caserma militare. I progetti per la Loggia prevedevano un edificio che ridesse continuità al fronte rivolto su Prato della Valle realizzando però nel complesso un fabbricato molto stretto e che lasciava un grande vuoto verde alle spalle; l'ultimo progetto del 1848, invece, si estendeva su tutta l'area del lotto andando a integrare la Loggia con una caserma per le autorità militari del Lombardo Veneto, caratterizzata al suo interno da diverse funzioni.
Valutazione sulle informazioni trasmesse	Il saggio riassume brevemente le vicende nell'area della Loggia in seguito al rogo del 1922 soprattutto in riferimento alle idee progettuali proposte da Jappelli.

Scheda E

Nome e cognome dell'autore	<i>Autori vari</i>
Titolo del saggio	<i>Caserma di Cavalleria</i>
In titolo del volume	<i>Metamorfosi negate</i>
a cura di	Stefano Zaggia
Luogo di edizione	Padova
Editore	Cleup
Anno	2012
Pagine di inizio e di fine del saggio	pp. 66-68
Tipo di fonte	Compilativa
Riassunto delle parti ritenute più significative	In seguito alla elezione del nuovo podestà della città e mentre Jappelli stava lavorando al progetto della Loggia, l'Amministrazione richiede all'architetto un progetto per una caserma che doveva sorgere alle spalle della Loggia e ospitare le alte cariche dell'esercito lombardo-veneto. La parte posteriore del piano terra era destinata ad ospitare le scuderie mentre l'avancorpo era concepito per come alloggio del custode. I piani superiori erano destinati a cucine, magazzini, dormitori e camere per ufficiali. La superficie di copertura era pensata su capriate lignee mentre la superficie esterna dei prospetti era lavorata a bugnato liscio.
Eventuali citazioni ritenute particolarmente significative	"La decorazione deve essere semplice, ma d'un carattere di differenza, che faccia conoscere sì nella pianta che nella elevazione la maggior virilità dorica, la quale si rende più fiera dall'abitazione degli ufficiali a quella dei soldati". (F. Milizia, <i>Principi di Architettura civile</i> , Milano, 1847, vol. II, p. 299)
Valutazione sulle informazioni trasmesse	Il saggio descrive la proposta di Jappelli di realizzare sull'area retrostante la Loggia Amulea una Caserma militare.

Scheda F

Nome e cognome dell'autore	<i>Autori vari</i>
Titolo del saggio	<i>Teatro diurno</i>
In titolo del volume	<i>Metamorfosi negate</i>
a cura di	Stefano Zaggia
Luogo di edizione	Padova
Editore	Cleup
Anno	2012
Pagine di inizio e di fine del saggio	pp. 69-71
Tipo di fonte	Compilativa
Riassunto delle parti ritenute più significative	Alle spalle della Loggia che Jappelli aveva progettato, era prevista la realizzazione di un teatro diurno di cui aveva realizzato tre versioni distinte. Tutte e tre le varianti prevedevano un orientamento a nord-ovest in modo tale da mantenere il palcoscenico sempre in ombra. Il tema che accomuna le diverse versioni è il palcoscenico di forma squadrata con la cavea di forma circolare (o nelle versioni successive a ferro di cavallo). Le parti coperte erano quelle del palcoscenico, il loggiato che ospitava i palchi e il corridoio retrostante. In questa esperienza progettuale che coniuga elementi del moderno e del passato probabilmente Jappelli si rifà alle esperienze francesi dei <i>vauxhall</i> , all'Arena del Sole di Carlo Aspari (Bologna, 1810), all'idea per un teatro diurno a Verona di Gaetano Pinali (1822) o al progetto di Paolo Landriani (Milano, 1825).
Valutazione sulle informazioni trasmesse	Il saggio descrive la proposta di Jappelli di realizzare sull'area retrostante la Loggia Amulea un teatro.

Scheda G

Nome e cognome dell'autore	Mario Universo
Titolo del saggio	<i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i>
In titolo del volume	<i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i>
a cura di	Lionello Puppi
Luogo di edizione	Limena
Editore	Signum
Anno	1986
Pagine di inizio e di fine del saggio	pp.191-198, 204-206
Tipo di fonte	Critica
Riassunto delle parti ritenute più significative	Nel marzo 1822 il Collegio Amuleo, che dal 1804 era adibito a destinazione residenziale privata, viene distrutto da un grave incendio. Il proprietario, Andrea Da Mula, già l'anno successivo viene invitato a intervenire per sistemare il sito pericolante e fatiscente. Ormai trasferitosi a Venezia il Da Mula non risponde alle lettere del Comune, che allora incarica Jappelli di fare un sopralluogo <i>in situ</i> per verificare la situazione in cui versava l'area. Jappelli viene successivamente incaricato dal Podestà di elaborare un progetto per il palazzo distrutto. Nel 1825 era stato presentato un progetto di Selvatico che però non era stato accettato dall'amministrazione comunale. La prima concreta proposta viene presentata nel 1827 e prevedeva una loggia sul fronte e verde pubblico con teatro diurno nella parte retrostante. A causa dello smarrimento dei documenti di progetto, e non avendo Jappelli copia della sua proposta, l'architetto prevede un secondo progetto simile al primo ma con otto botteghe collocate nel sottoportico della Loggia. Rigettata anche questa proposta il Podestà commissiona a Jappelli un terzo progetto con funzione di caserma. Queste proposte di intervento inviate da Jappelli al Comune presentavano però un ostacolo insormontabile e cioè un costo insostenibile per l'amministrazione. Gli sforzi di Jappelli sembrano soddisfatti nel 1834 quando viene riconsiderato e approvato il primo dei tre progetti. Tutto però inaspettatamente si arresta di nuovo e le vicende della Loggia rimarranno in stallo fino al 1846, quando Giovanni Maestri viene incaricato di intervenire in maniera risoluta nella vicenda rivalutando la spesa del

primo progetto di Jappelli. Nel 1847 Jappelli viene incaricato di nuovo di rivedere il suo progetto iniziale ed adeguarlo alle esigenze dell'Amministrazione che aveva previsto di realizzare sul cortile posteriore una caserma, ma anche quest'ultimo progetto, presentato nel 1848, non viene approvato.

Eugenio Maestri, figlio di Giovanni, aveva studiato prima a Padova e poi si era diplomato nel 1858 all'Accademia delle Belle Arti. A Venezia era stato allievo di Pietro Selvatico e di Camillo Boito. Il progetto di Maestri consiste in una loggia superiore con portico al piano terra rivolto su Prato della Valle. Da questo si poteva godere degli spettacoli che si tenevano nella grande piazza padovana. Il primo progetto prevedeva una scala di accesso a quattro rampe di modeste dimensioni, che nella variante poi realizzata diventerà uno scalone monumentale affiancato sul lato opposto da una scala secondaria. Lo stile di quest'opera è quello del gotico italiano con qualche specifico richiamo alle tendenze veneziane che aveva studiato approfonditamente ai tempi dell'accademia. Le parti decorate del fronte sono realizzate completamente in terracotta, che era considerato da Maestri un materiale adatto alle decorazioni poiché durevole. L'opinione dei padovani e dei critici in merito a questa nuova costruzione era profondamente negativa in quanto la facciata, che sembrava il preludio ad un edificio grandioso, in realtà alle spalle constava di un lotto completamente vuoto lasciato a verde. Il risultato di un progetto con tali caratteristiche è da ricondurre tuttavia alla volontà del Comune e del Podestà in persona e non al progettista. La scarsa disponibilità di risorse economiche aveva infatti obbligato l'amministrazione a commissionare il progetto di una facciata e non di un intero corpo di fabbrica. In realtà Maestri aveva previsto anche un progetto sull'intero lotto prima occupato dal Collegio Amuleo, ma questo non sarà mai realizzato a causa delle ristrettezze economiche della città. Il cantiere del progetto Maestri ha inizio ad aprile 1859 e i lavori saranno terminati nel luglio 1861. Come tutti i progetti dell'800 padovano il significato della Loggia Amulea è puramente ideologico-politico, emblema dell'ostentazione e manifestazione del potere dell'Amministrazione al fine di ottenere il consenso in seguito ad una serie di insuccessi.

Valutazione sulle informazioni trasmesse

Il saggio descrive le proposte progettuali e le vicende quantomeno poco chiare che riguardano Jappelli e il ventennale rifiuto delle sue proposte progettuali. Inoltre viene trattato e descritto dettagliatamente l'intervento di Eugenio Maestri che porterà alla realizzazione della Loggia Amulea.

Scheda H

Nome e cognome dell'autore	Paola Valgimigli
Titolo del saggio	La Loggia Amulea un complesso da riprogettare
Titolo del periodico	«Padova e il suo territorio»
Annata e Volume	III 1986
Anno	1988
N. fascicolo	14
Pagine di inizio e di fine del saggio	pp. 14-19
Tipo di fonte	Compilativa
Riassunto delle parti ritenute più significative	<p>In seguito all'incendio che colpisce il Collegio Amuleo attorno al 1820, l'area rimane vuota e con macerie pericolanti. Per questo motivo il Comune di Padova decide di comprare l'area e destinarvi la realizzazione di un progetto che vede impegnati prima Jappelli con diverse proposte mai completamente accettate (a causa dei costi insostenibili per l'amministrazione) e poi Eugenio Maestri. Il progetto dell'ingegnere-architetto viene approvato definitivamente dalla Congregazione Municipale nel 1858 anche se nell'anno successivo saranno apportate alcune modifiche, approvate nello stesso anno. Nel 1861 i lavori di costruzione saranno terminati. L'intervento di Maestri riguarda la realizzazione di una Loggia che doveva ristabilire l'unitarietà del fronte ovest su Prato della Valle e servire a luogo di rappresentanza e posizione privilegiata per assistere agli spettacoli in Prato. Il progetto non interessa l'area retrostante la Loggia per una richiesta esplicita del Comune che non aveva a disposizione abbastanza risorse finanziarie. Il problema di come utilizzare l'ampio spazio vuoto retrostante comincia ad evidenziarsi nel 1868 quando il direttore del Museo Civico, Andrea Gloria, chiede al comune di poter destinare il lotto al progetto dell'ingegner Turola, presentato nel 1869 e che consisteva in un corpo di fabbrica lungo 90 metri, largo 15 metri, alto 25 metri. Secondo il progetto anche la Loggia avrebbe subito notevoli modificazioni e demolizioni per ospitare la casa del custode e fungere da glittoteca. Questo progetto non viene però accettato e lo spazio rimane un vuoto verde di 5000 metri quadrati fintanto che non viene realizzato nel 1906 il complesso dei Vigili del Fuoco che viene successivamente modificato negli anni '20, negli anni</p>

**Eventuali citazioni
ritenute particolarmente
significative**

'30 e infine nel 1942 quando viene prevista la modifica del piano terra della Loggia e una nuova scala secondaria. Maestri ritiene sia necessario prevedere un addetto che svolga attività di manutenzione all'interno della loggia al fine di evitare fenomeni di degrado.

“frontespizio senza libro” o “sipario di pietra” (giudizi raccolti da Selvatico appena completata la Loggia) p. 14

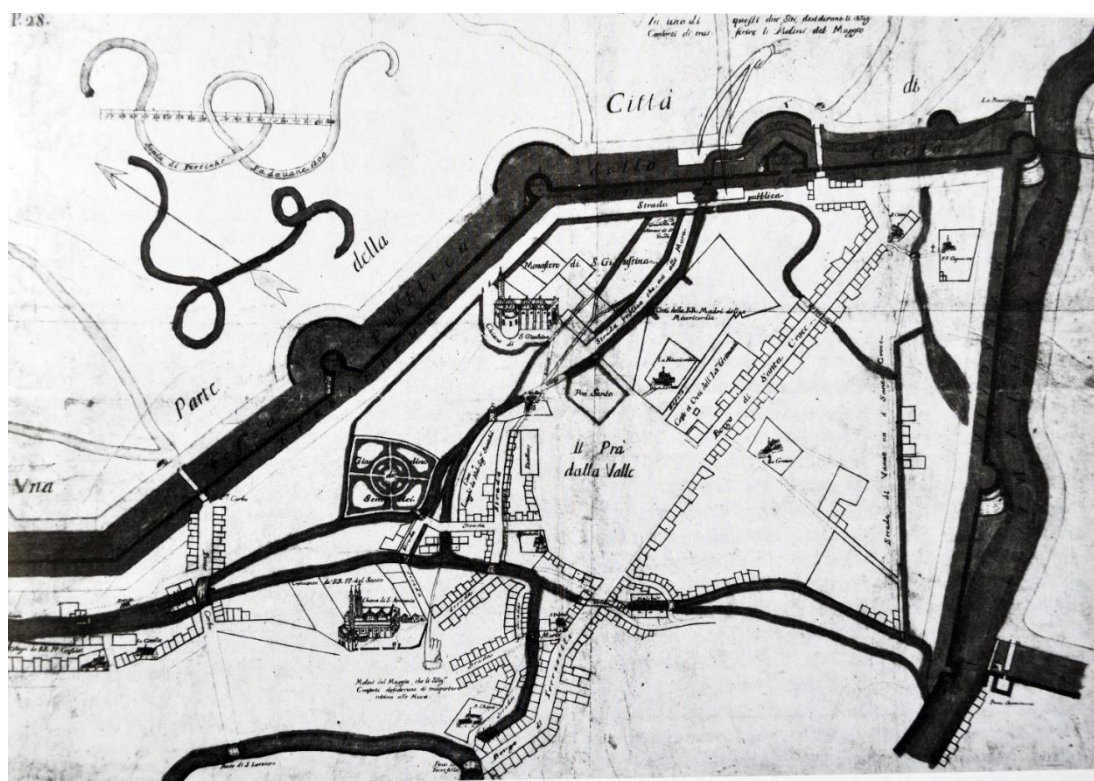
**Valutazione sulle
informazioni trasmesse**

“quantunque l'area del Collegio Amuleo sia vasta abbastanza per convenirvi ragguardevoli costruzioni, il Municipio è d'avviso che si cominci a fabbricare in linea coi caseggiati contermini una grandiosa Loggia [...] lasciando a tempo migliorare il pensiero di edificarvi all'interno un Palazzo o qualcos'altro che meglio torni al comunale vantaggio [...]. Non potendosi per ora pensare all'intero fabbricato, che d'altronde sarebbe questionabile se fosse per riuscire utile al Comune di costruire, potendo l'area com'è attualmente servire né di Fiera a Stallaggi ed in tutto l'anno per l'Artiglieria, si limita il progetto nella semplice Loggia esterna [...]” (atti comunali) p. 14

Viene trattato e descritto dettagliatamente l'intervento di Eugenio Maestri che porterà alla realizzazione della Loggia Amulea nel 1858. Inoltre vengono descritte le vicende progettuali di inizi '900 per cercare di dare una funzione al grande spazio verde inutilizzato alle spalle della Loggia

SCHEDE ICONOGRAFICHE

Scheda n. 1



Titolo Pianta del settore sudorientale di Padova

Tecnica	Penna a inchiostro e acquerello su carta
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	1568
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	Nel riquadro disegnato dalle mura veneziane, figura in diagonale il percorso rettilineo che congiunge il ponte delle Torricelle con la chiesa di S. Croce. Esso coincide con la medievale strada silicata, ovvero con il segmento suburbano della strada romana che da Padova portava ad Este.
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.61.

Scheda n. 2



Titolo Mappa del settore sudorientale di Padova

Tecnica	Penna a inchiostro e acquerello su carta
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Francesco Bacin
Luogo di edizione	Padova
Anno	1767
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	Nel dettaglio della mappa è rappresentato il Prato della Valle e i corpi di fabbrica vicini
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.68.

Scheda n. 3



Titolo	Mappa del settore sudorientale di Padova
Tecnica	Penna a inchiostro e acquerello su carta
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Gaspare Dall'Abaco
Luogo di edizione	Padova
Anno	1568
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	Il foglio è datato e firmato nel margine inferiore a sinistra, e la sua redazione è da rapportare ad un momento nel lungo dibattito intorno al controllo dei corsi fluviali dell'area padovana sudorientale
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.71.

Scheda n. 4



Titolo Particolare del centro storico di Padova

Tecnica	Incisione
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	F. de Wit
Luogo di edizione	-
Anno	-
Archivio	Biblioteca Civica del Comune di Padova
Soggetto	Nel dettaglio qui riportato è evidenziata la situazione della "fossa"
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.76.

Scheda n. 5



Titolo La corsa dei fantini in Prato della Valle

Tecnica	-
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giorgio Fossati
Luogo di edizione	Padova
Anno	1767
Archivio	Museo Civico di Padova
Soggetto	Il dipinto, significativo per la visualizzazione di uno spettacolo in Prato prima dell'intervento del Memmo, commemora un episodio dei festeggiamenti allestiti in seguito alla confisca dell'invaso da parte della pubblica amministrazione nel 1767
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.81.

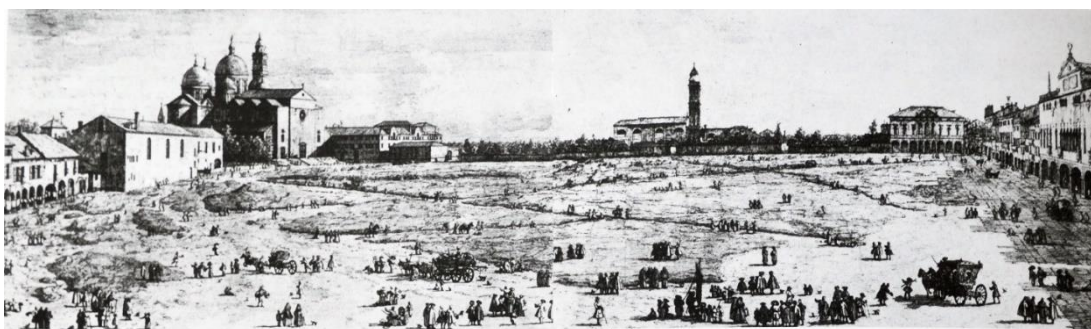
Scheda n. 6



Titolo Prato della Valle nella città di Padova

Tecnica	Incisione
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	L'incisione raffigura la celebrazione di una festa in Prato della Valle. Forse si tratta della stessa circostanza immortalata da Giorgio Fossati (scheda n. 5) che commemora un episodio dei festeggiamenti allestiti in seguito alla confisca dell'invaso da parte della pubblica amministrazione
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.82.

Scheda n. 7



Titolo	Il Prato della Valle
Tecnica	Disegno
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Antonio Canaletto
Luogo di edizione	Padova
Anno	1740 ca.
Archivio	Collezioni Reali di Windsor Castle
Soggetto	Prato della Valle nella metà del '700 circa
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.86.

Scheda n. 8



Titolo	Il Prato della Valle
Tecnica	Incisione
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Antonio Canaletto
Luogo di edizione	Padova
Anno	1740 ca.
Archivio	Collezioni Reali di Windsor Castle
Soggetto	Prato della Valle nella metà del '700 circa
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.86.

Scheda n. 9



Titolo	Il Prato della Valle
Tecnica	Dipinto
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Antonio Canaletto
Luogo di edizione	Padova
Anno	1740 ca.
Archivio	Collezioni Reali di Windsor Castle
Soggetto	Il dipinto mostra la situazione di Prato della Valle nella prima metà del '700
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p. 86.

Scheda n. 10



Titolo Il Prato della Valle	
Tecnica	Dipinto
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Francesco Guardi
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Musée des Beaux-Arts di Digione
Soggetto	Il dipinto deriva da un'incisione di Antonio Canaletto e mostra la situazione di Prato della Valle a metà '700
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.87.

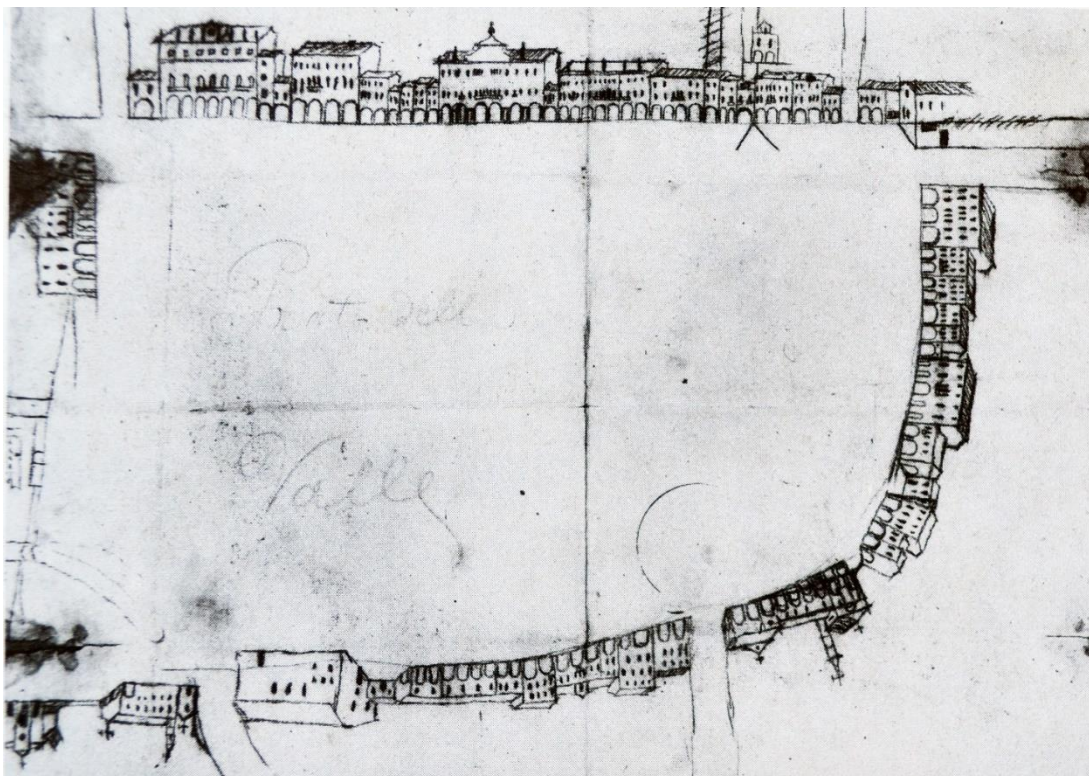
Scheda n. 11



Titolo Particolare della pianta del settore sudorientale di Padova

Tecnica	Penna a inchiostro e acquerello su carta
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	Il dettaglio coglie, in termini essenziali, la situazione edilizia di contorno al Prato della Valle
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.96.

Scheda n. 12



Titolo Veduta di Prato della Valle

Tecnica	Penna a inchiostro e acquerello su carta
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	Entro il '700 ca.
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	Il disegno rappresenta un documento importante per valutare dal punto di vista planimetrico e altimetrico la situazione del Prato della Valle
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.96.

Scheda n. 13



Titolo Particolare degli edifici su Prato della Valle

Tecnica	Incisione
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Antonio Canaletto
Luogo di edizione	-
Anno	-
Archivio	Windsor Castle, Royal Library
Soggetto	Si tratta di particolare di una incisione che permette di valutare efficacemente il prospetto del Collegio Amuleo. L'immagine forse riadattata da Canaletto in relazione all'effettiva scansione del porticato
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.101.

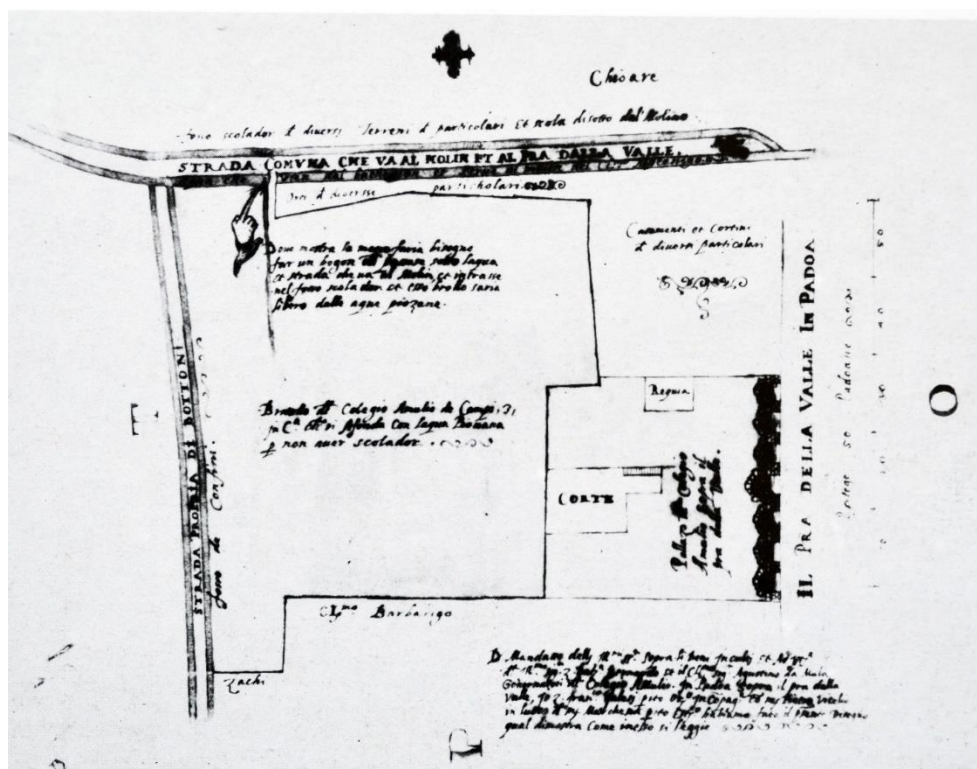
Scheda n. 14



Titolo La corsa dei fantini in Prato della Valle

Tecnica	Dipinto
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giorgio Fossati
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Museo Civico di Padova
Soggetto	Il dipinto commemora un episodio dei festeggiamenti organizzati nell'occasione della pubblica acquisizione del Prato. Sulla destra è apprezzabile il prospetto del Collegio Amuleo prima del rogo che lo distruggerà
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.106.

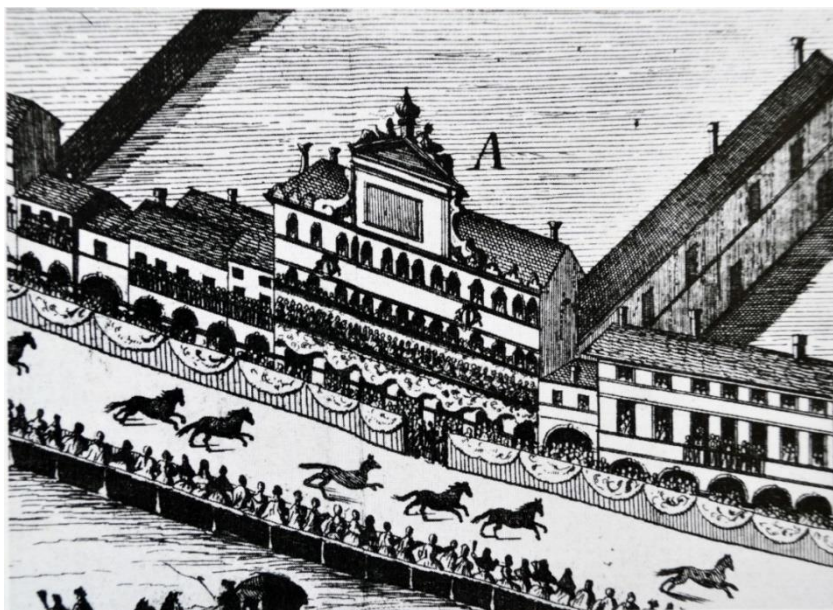
Scheda n. 15



Titolo Planimetria del complesso amuleo

Tecnica	Disegno
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Gianfranco Galesi
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Archivio di Stato di Venezia
Soggetto	Il disegno è da considerare con attenzione solo per i dati altimetrici forniti che sembrano far pensare ad una scansione di sette arcate di ordine rustico nel prospetto verso il Prato, con arcata centrale di ordine maggiore rispetto alle laterali
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.102.

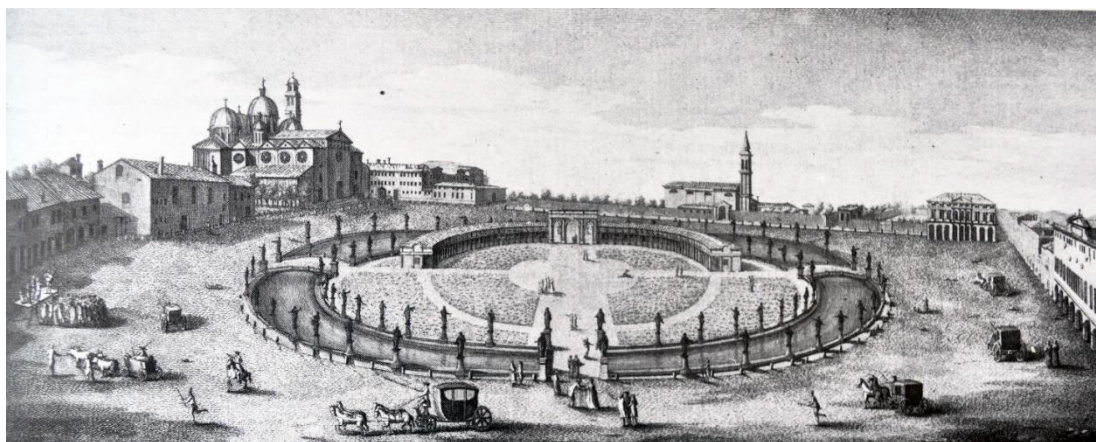
Scheda n. 16



Titolo Prato della Valle della città di Padova

Tecnica	Incisione
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	Il dettaglio rappresentante il Collegio Amuleo, con la porzione inferiore del prospetto purtroppo obliterata dal parco riservato agli spettatori della corsa dei barbari. Il disegno è importante poiché fissa a volo d'uccello la situazione posteriore del complesso edilizio
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.102.

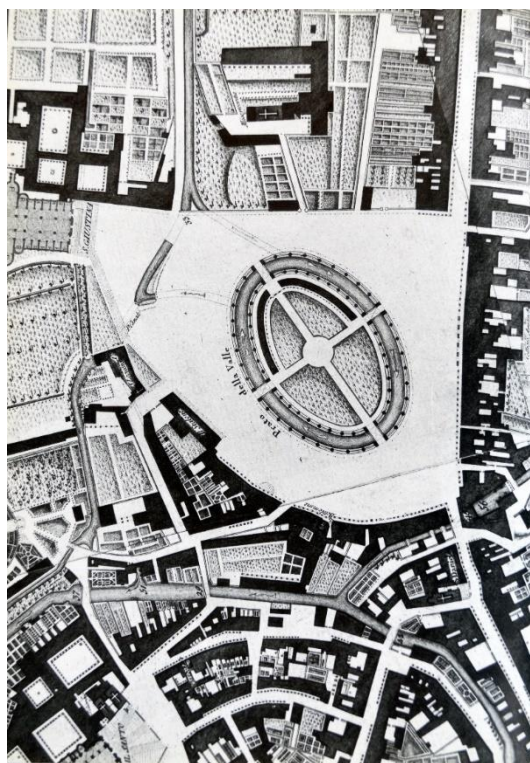
Scheda n. 17



Titolo Veduta del Prato della Valle

Tecnica	Incisione
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Daniele Danieletti
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	Da questa vista è possibile apprezzare la situazione di Prato della Valle prima della distruzione del Collegio Amuleo
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.125.

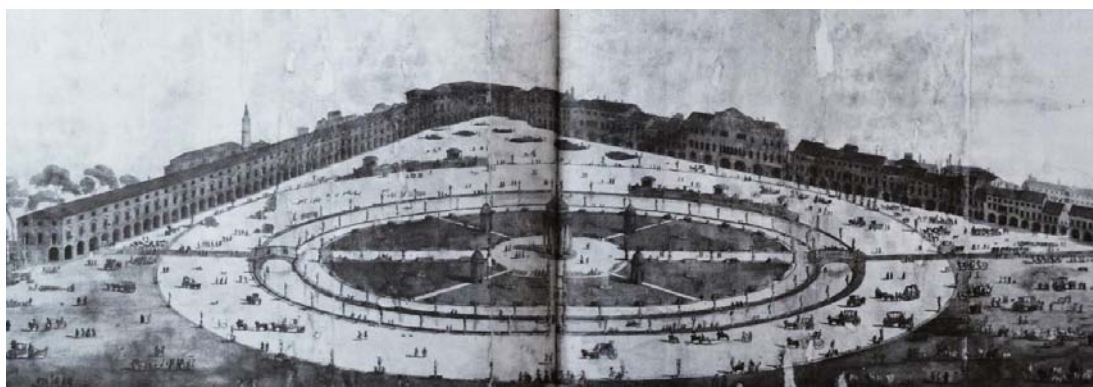
Scheda n. 18



Titolo Particolare della pianta di Padova

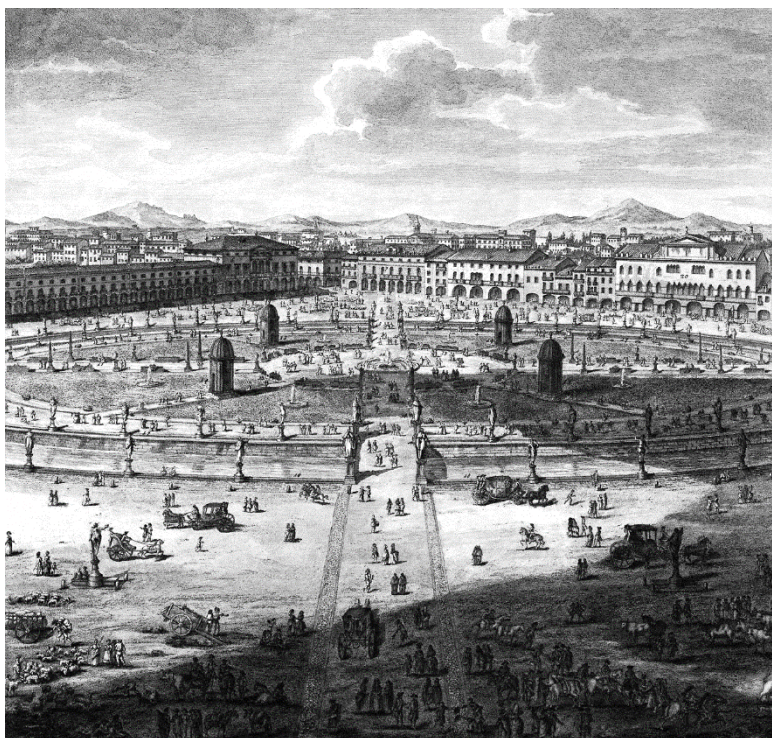
Tecnica	Incisione
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giovanni Valle
Luogo di edizione	Padova
Anno	1784
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	Il dettaglio registra la situazione dell'Isola e del Prato nel 1784. Particolare non trascurabile è la presenza di un solo emiciclo di botteghe a conferma della presenza di un arco trionfale
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.129.

Scheda n. 19



Titolo	Generale idea per la definitiva sistemazione del Prato
Tecnica	Disegno a penna e acquerello su carta
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Subleyras
Luogo di edizione	Padova
Anno	1784-1785
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	Dal disegno si evince l'intento progettuale del Memmo coerente con il progetto del 1775, ma con alcune modifiche tra le quali lo spostamento delle botteghe dall'Isola alla linea del muro sul Prato di proprietà della Misericordia
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.130.

Scheda n. 20



Titolo Generale idea per la definitiva sistemazione del Prato

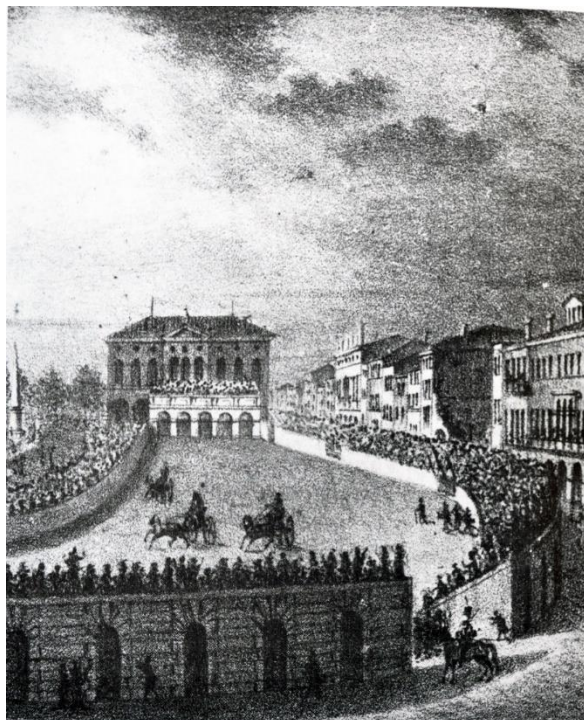
Tecnica	Incisione
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Francesco Piranesi
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	Da questa veduta si può valutare la situazione di Prato della Valle prima dell'incendio del Collegio Amuleo
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.136.

Scheda n. 21



Titolo	Prato della Valle
Tecnica	Acquaforte
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	P. Chevalier
Luogo di edizione	Padova
Anno	1825 ca.
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	Vuoto rimasto dopo l'incendio del Collegio Amuleo del 1822. L'area si presenta del tutto abbandonata con rovine e vegetazione spontanea
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.192.

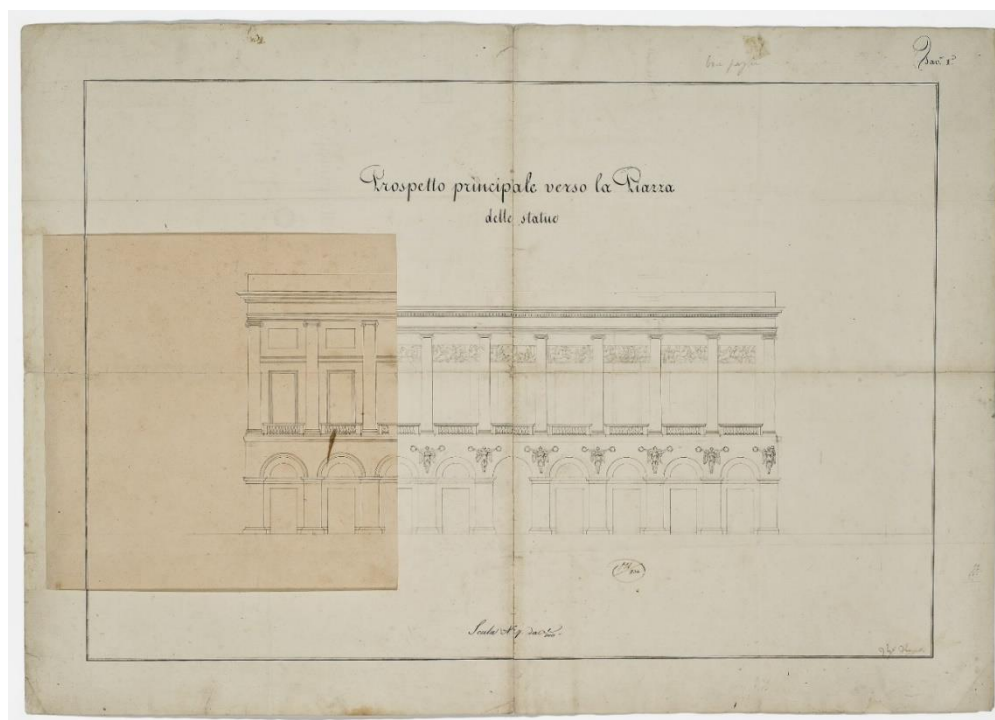
Scheda n. 22



Titolo Corsa delle bighe

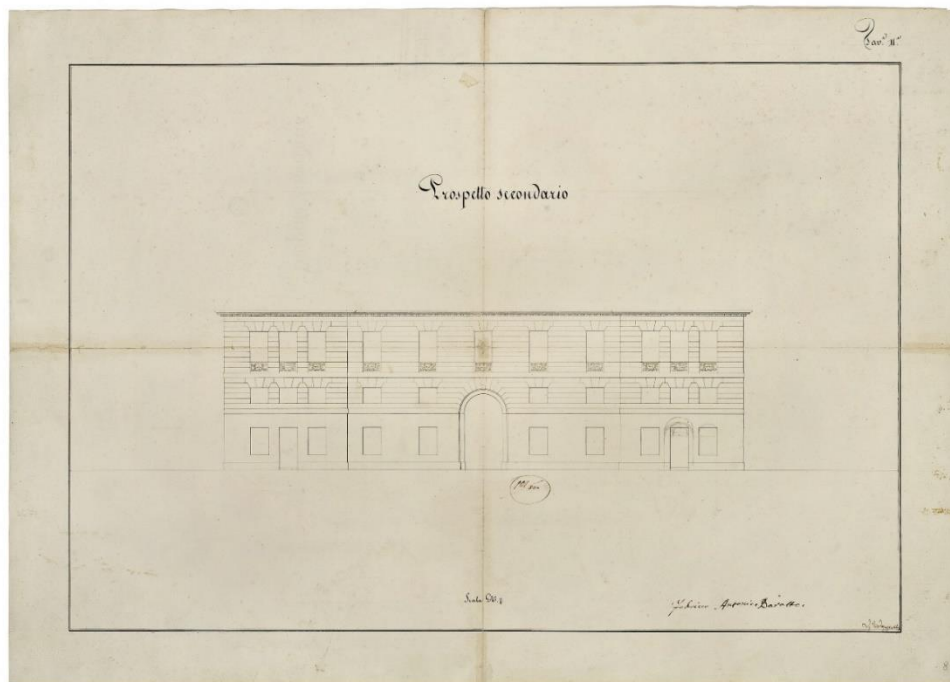
Tecnica	Incisione
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	1740 ca.
Archivio	Biblioteca Civica di Padova
Soggetto	Disegno realizzato in occasione di una celebre corsa delle bighe. Documenta lo stato del lato ovest di Prato della Valle negli anni '40 e la situazione di degrado nella posizione lasciata vuota dal Collegio
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.192.

Scheda n. 23



Titolo	Progetto per la Loggia Amulea a Padova.
Tecnica	Penna e inchiostro su carta
Misura	mm. 534 x 755
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1728, tav. I
Soggetto	Prospetto principale con soluzione alternativa sovrapposta
Bibliografia relativa	<i>Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte</i> , a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il Prato, 2008, p. 223.

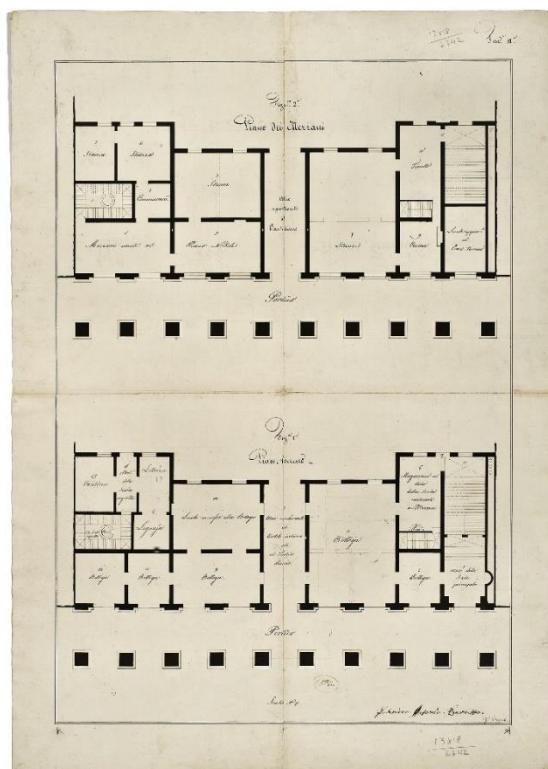
Scheda n. 24



Titolo Progetto per la Loggia Amulea a Padova.

Tecnica	Penna e inchiostro su carta
Misura	mm. 534 x 755
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1728, tav. II
Soggetto	Prospetto secondario
Bibliografia relativa	<i>Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte</i> , a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il prato, 2008, p. 223.

Scheda n. 25



Titolo Progetto per la Loggia Amulea a Padova.

Tecnica Penna e inchiostro su carta

Misura mm. 756 x 534

Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore Giuseppe Jappelli

Luogo di edizione Padova

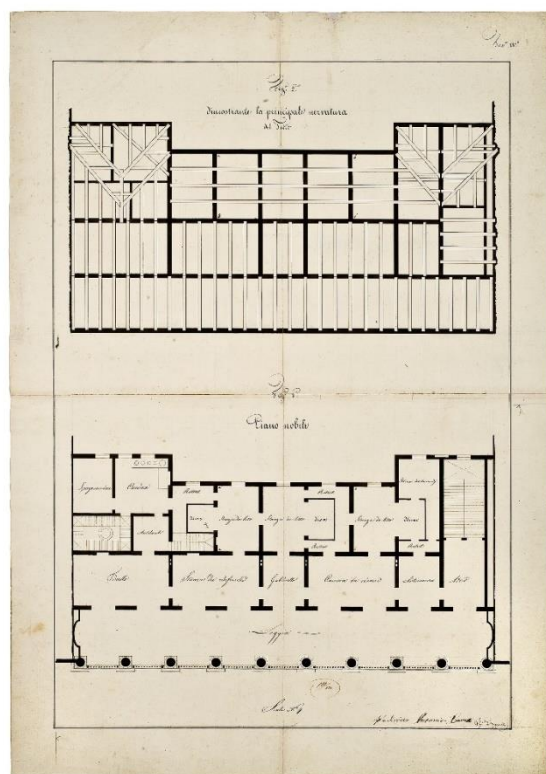
Anno -

Archivio Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1730, tav. III

Soggetto Pianta del piano terra e del piano dei mezzanini

Bibliografia relativa *Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte*, a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il Prato, 2008, p. 223.

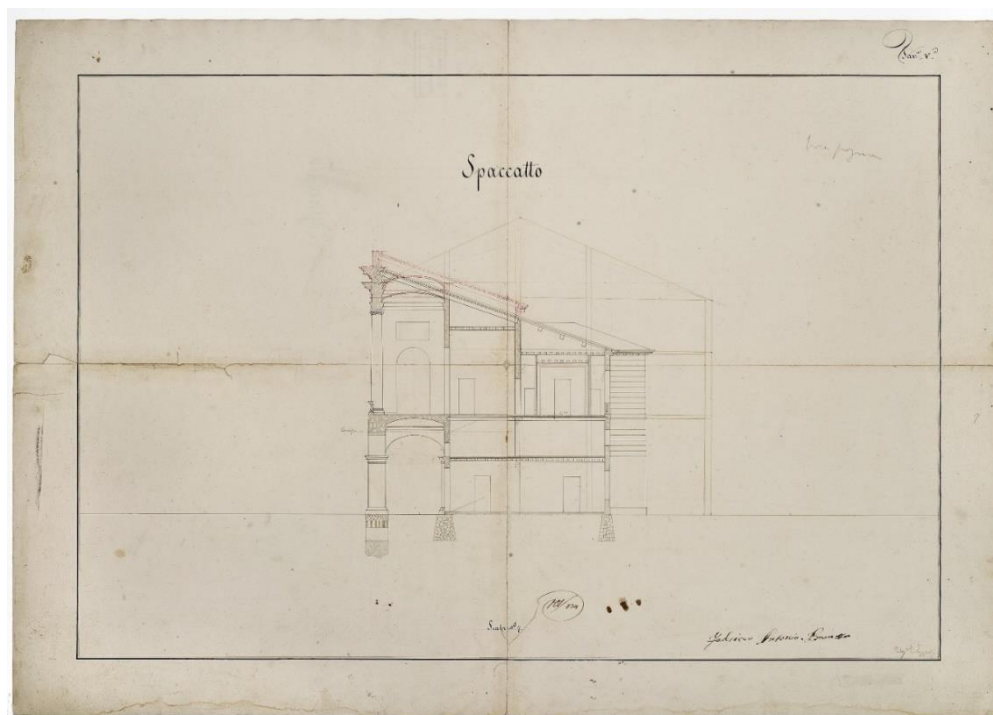
Scheda n. 26



Titolo Progetto per la Loggia Amulea a Padova.

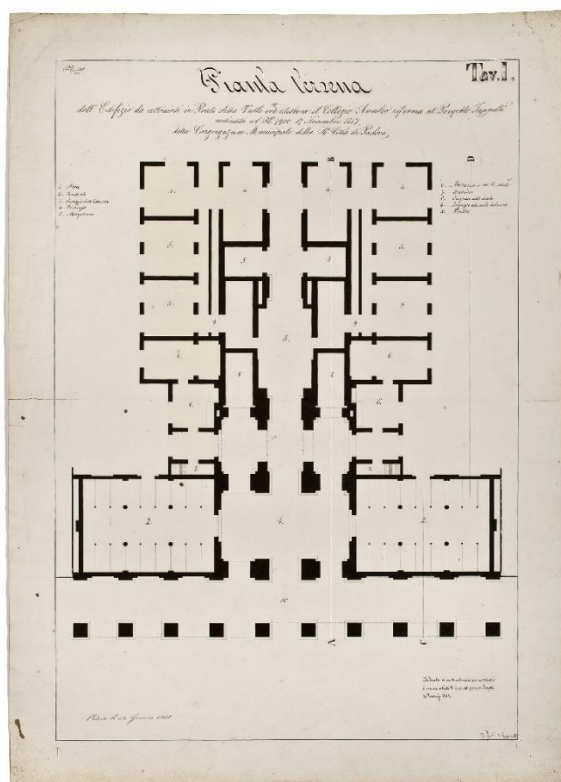
Tecnica	Penna e inchiostro su carta
Misura	mm. 753 x 533
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1731, tav. IV
Soggetto	Pianta del piano nobile e della copertura
Bibliografia relativa	<i>Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte</i> , a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il Prato, 2008, p. 223.

Scheda n. 27



Titolo	Progetto per la Loggia Amulea a Padova.
Tecnica	Penna e inchiostro su carta
Misura	mm. 534 x 756
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1732, tav. V
Soggetto	Sezione trasversale della dimora del comandante d'armata.
Bibliografia relativa	<i>Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte</i> , a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il Prato, 2008, p. 224.

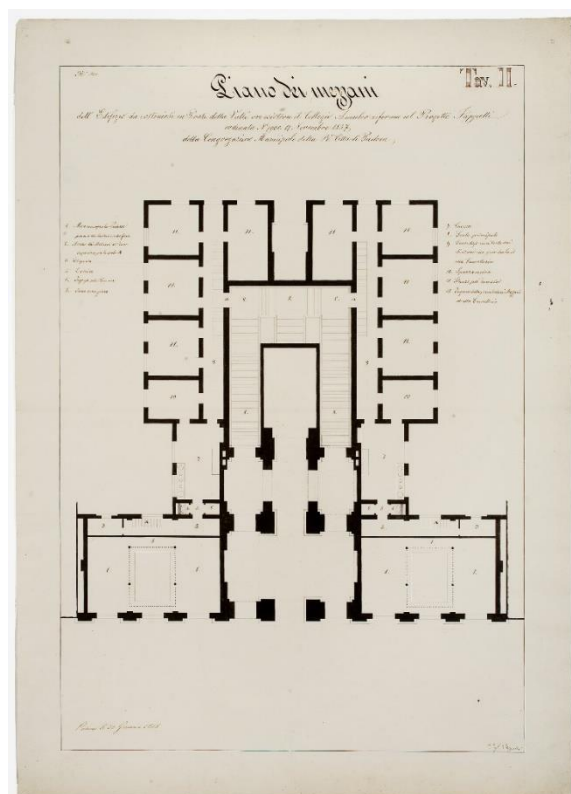
Scheda n. 28



Titolo Progetto per la Loggia Amulea a Padova.

Tecnica	Penna e inchiostro su carta
Misura	mm. 738 x 530
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	1848
Archivio	Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1733, tav. I
Soggetto	Pianta del piano terra, per la dimora di un Generale d'armata
Bibliografia relativa	<i>Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte</i> , a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il prato, 2008, p. 224.

Scheda n. 29



Titolo Progetto per la Loggia Amulea a Padova.

Tecnica Penna e inchiostro su carta

Misura mm. 740 x 527

**Nome e cognome
dell'autore inteso come
disegnatore** Giuseppe Jappelli

Luogo di edizione Padova

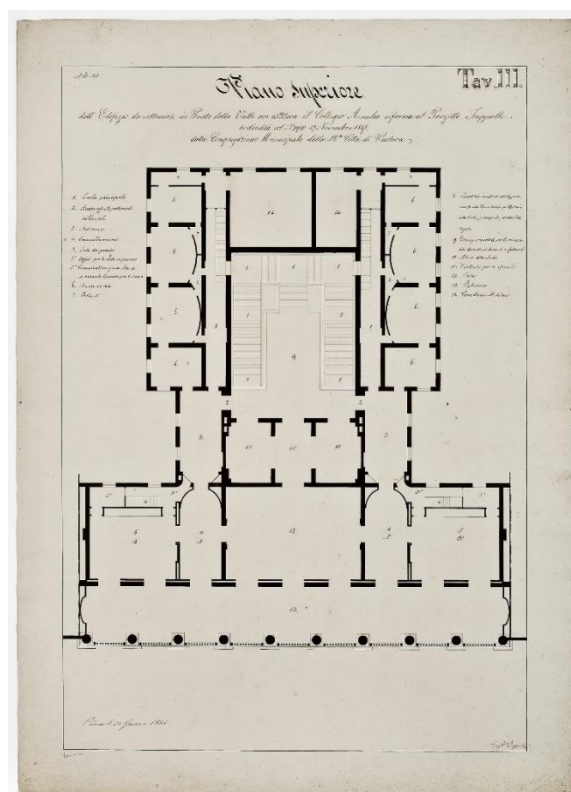
Anno 1848

Archivio Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1734, tav. II

Soggetto Pianta dei secondo livello ammezzato

Bibliografia relativa *Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte*, a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il Prato, 2008, p. 224.

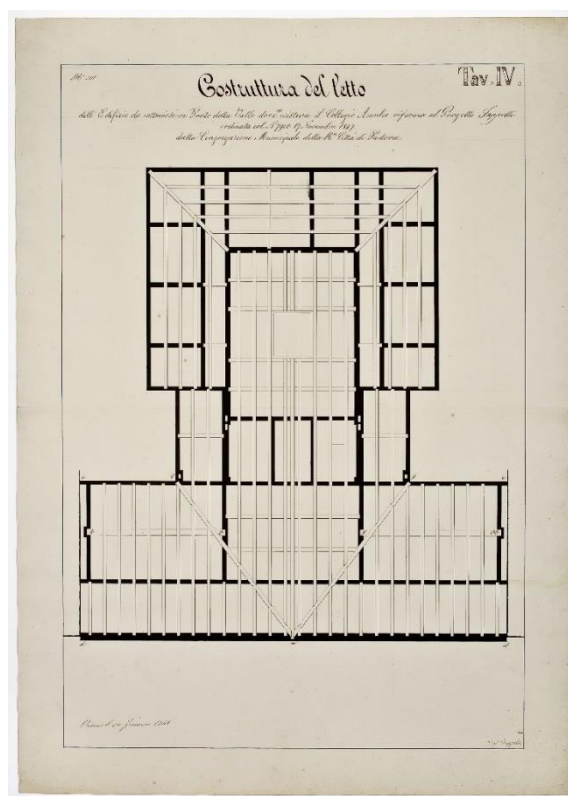
Scheda n. 30



Titolo Progetto per la Loggia Amulea a Padova.

Tecnica	Penna e inchiostro su carta
Misura	mm. 735 x 528
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	1848
Archivio	Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1735, tav. III
Soggetto	Progetto della pianta dell'ultimo piano della dimora del comandante d'armata
Bibliografia relativa	<i>Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte</i> , a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il prato, 2008, p. 224.

Scheda n. 31



Titolo Progetto per la Loggia Amulea a Padova.

Tecnica Penna e inchiostro su carta

Misura mm. 735 x 528

**Nome e cognome
dell'autore inteso come
disegnatore** Giuseppe Jappelli

Luogo di edizione Padova

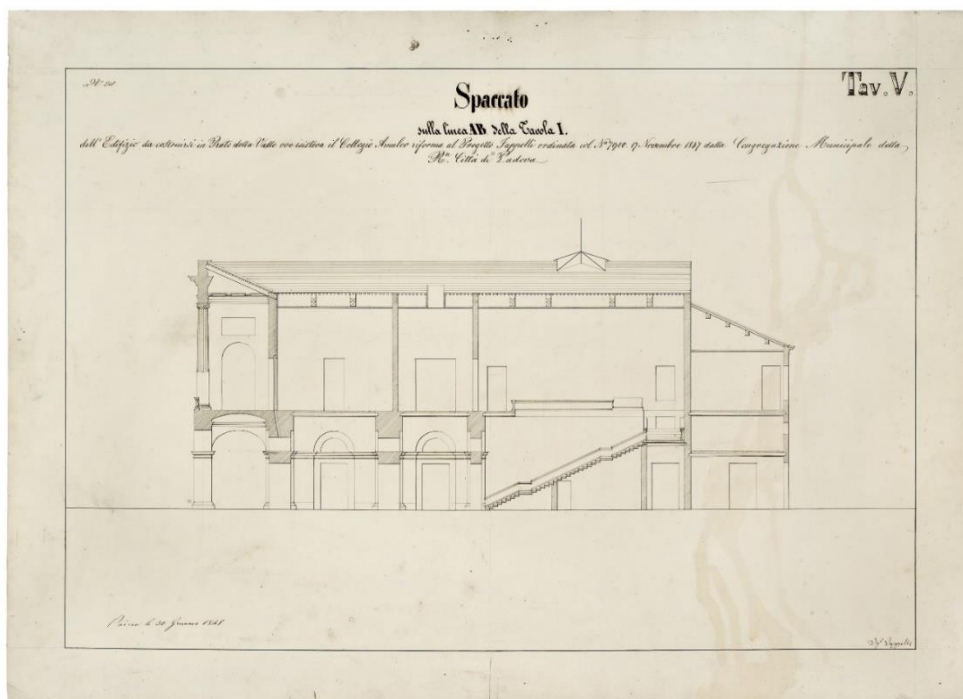
Anno 1848

Archivio Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1736, tav. IV

Soggetto Progetto della pianta di copertura della dimora del comandante d'armata

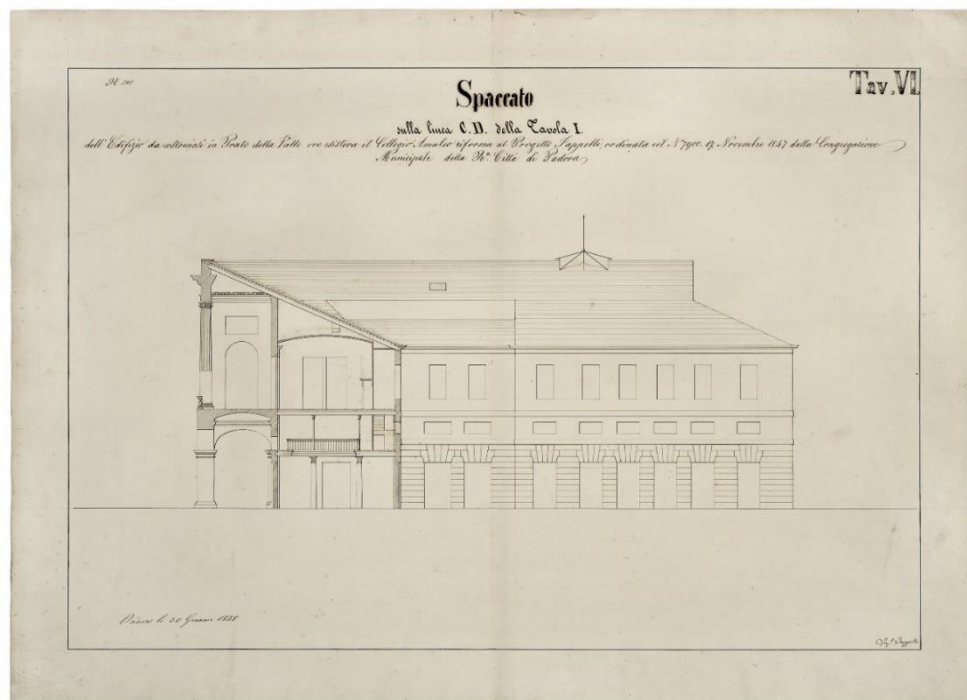
Bibliografia relativa *Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte*, a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il Prato, 2008, p. 225.

Scheda n. 32



Titolo	Progetto per la Loggia Amulea a Padova.
Tecnica	Penna e inchiostro su carta
Misura	mm. 530 x 736
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	1848
Archivio	Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1737, tav. V
Soggetto	Sezione trasversale
Bibliografia relativa	<i>Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte</i> , a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il Prato, 2008, p. 225.

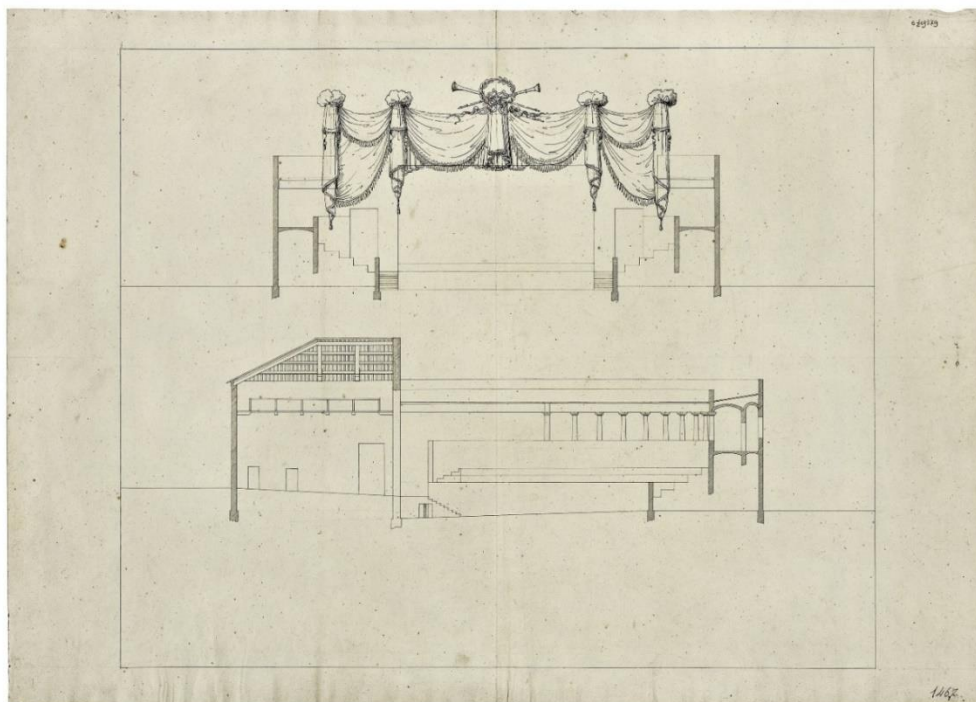
Scheda n. 33



Titolo Progetto per la Loggia Amulea a Padova.

Tecnica	Penna e inchiostro su carta
Misura	mm. 530 x 737
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	1848
Archivio	Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1738, tav. IV
Soggetto	Si tratta della sezione trasversale della Loggia Amulea che nel progetto di Jappelli doveva ospitare la dimora di un comandante d'armata
Bibliografia relativa	<i>Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte</i> , a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il Prato, 2008, p. 225.

Scheda n. 34



Titolo Progetto per il Teatro Diurno a Padova.

Tecnica Penna e inchiostro, acquerello su carta

Misura mm. 496 x 695

**Nome e cognome
dell'autore inteso come
disegnatore** Giuseppe Jappelli

Luogo di edizione Padova

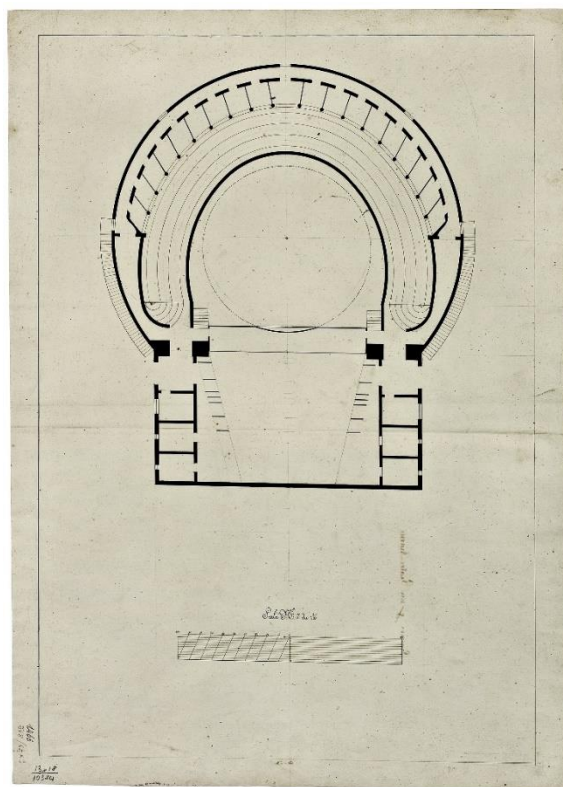
Anno 1831 ca.

Archivio Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e
stampe, inv. 1467

Soggetto Sezione trasversale e longitudinale

Bibliografia relativa *Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del
Museo d'arte*, a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il
prato, 2008, p. 226.

Scheda n. 35



Titolo Progetto per il Teatro Diurno a Padova.

Tecnica Penna e inchiostro, acquerello su carta

Misura mm. 694 x 495

Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore Giuseppe Jappelli

Luogo di edizione Padova

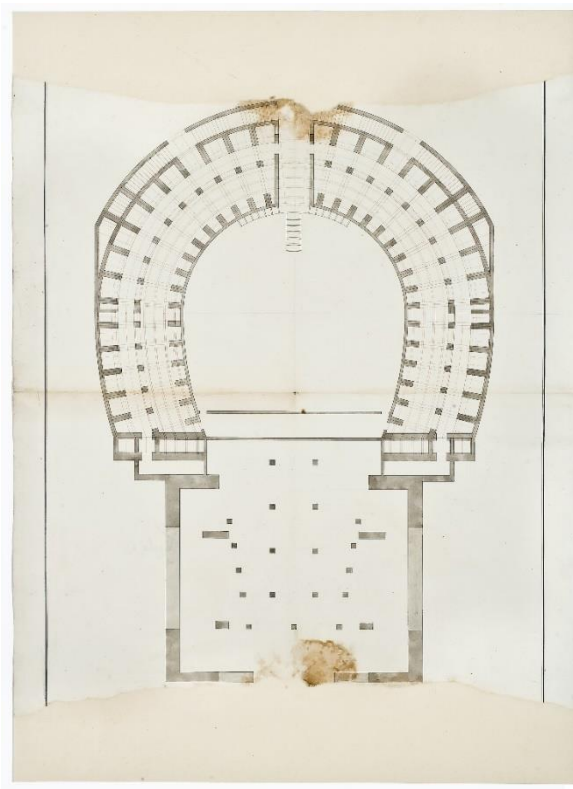
Anno 1831 ca.

Archivio Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1466

Soggetto Si tratta di una pianta del progetto del teatro diurno.

Bibliografia relativa *Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte*, a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il Prato, 2008, p. 226.

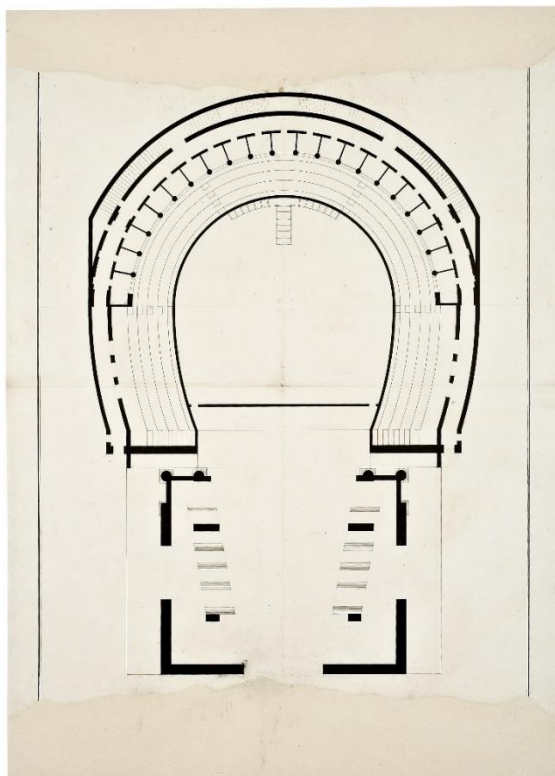
Scheda n. 36



Titolo Progetto per il Teatro Diurno a Padova.

Tecnica	Penna e inchiostro, acquerello su carta
Misura	mm. 766 x 547
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	1831 ca.
Archivio	Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1740, tav I
Soggetto	Si tratta del progetto del teatro diurno visto in pianta
Bibliografia relativa	<i>Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte</i> , a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il prato, 2008, p. 226.

Scheda n. 37



Titolo Progetto per il Teatro Diurno a Padova. Tav. II.

Tecnica Penna e inchiostro, acquerello su carta

Misura mm. 766 x 546

**Nome e cognome
dell'autore inteso come
disegnatore** Giuseppe Jappelli

Luogo di edizione Padova

Anno 1831 ca.

Archivio Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1741, tav. II

Soggetto Si tratta del progetto del teatro diurno visto in pianta

Bibliografia relativa *Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte*, a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il prato, 2008, p. 226.

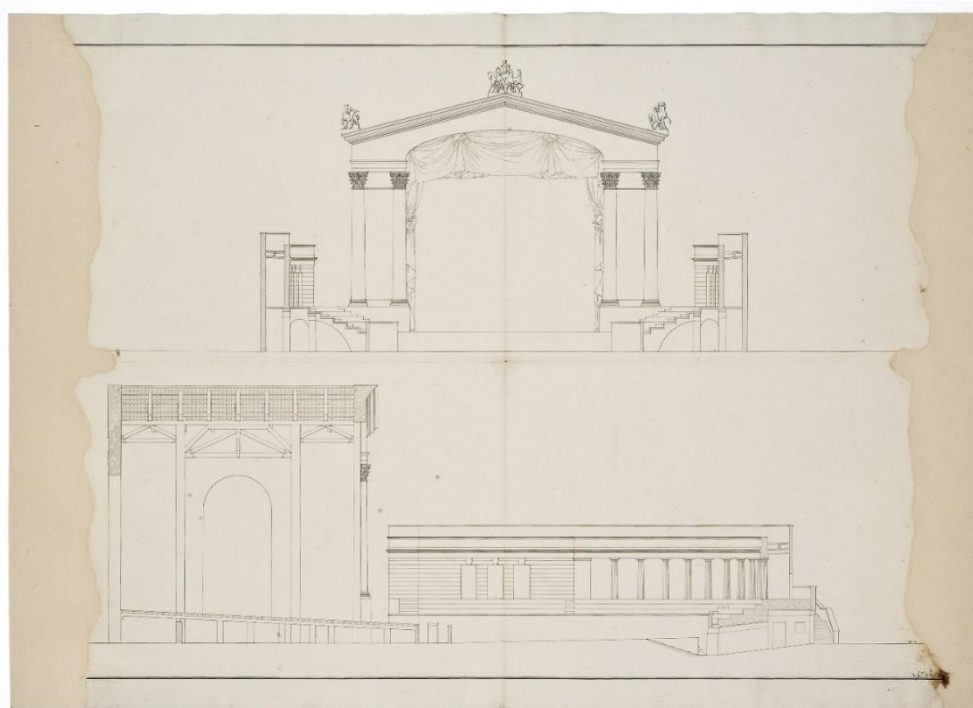
Scheda n. 38



Titolo Progetto per il Teatro Diurno a Padova.
Pianta della copertura. Tav. III.

Tecnica	Penna e inchiostro, acquerello su carta
Misura	mm. 767 x 546
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	1831 ca.
Archivio	Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1742, tav. III
Soggetto	Si tratta del progetto della copertura del teatro diurno
Bibliografia relativa	<i>Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte</i> , a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il Prato, 2008, p. 226.

Scheda n. 39



Titolo Progetto per il Teatro Diurno a Padova.

Tecnica Penna e inchiostro su carta

Misura mm. 545 x 765

**Nome e cognome
dell'autore inteso come
disegnatore** Giuseppe Jappelli

Luogo di edizione Padova

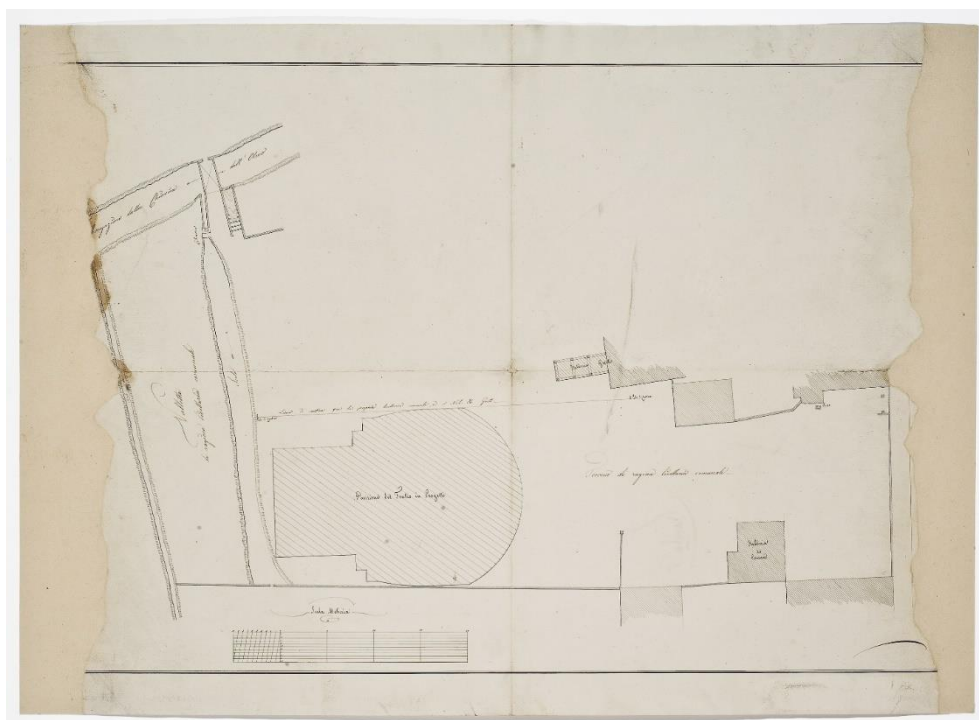
Anno 1831 ca.

Archivio Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1743, tav IV.

Soggetto Il disegno mostra l'articolazione degli spazi interni del teatro, evidenziando anche la struttura lignea portante.

Bibliografia relativa *Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte*, a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il prato, 2008, p. 227.

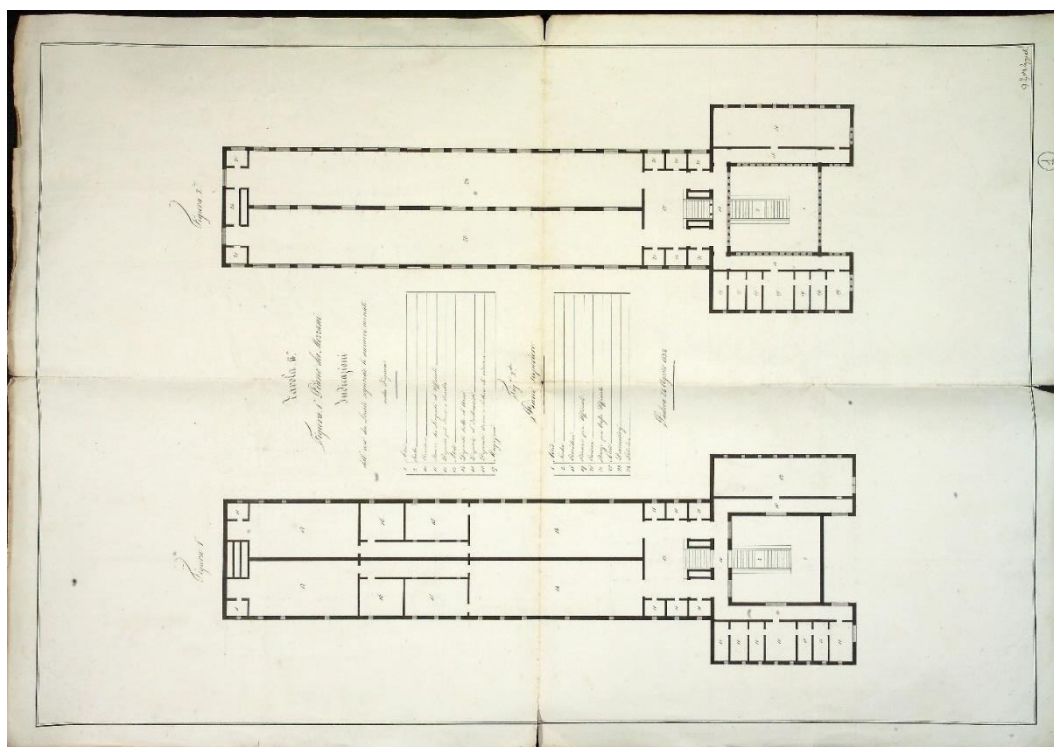
Scheda n. 40



Titolo Progetto per il Teatro Diurno a Padova.

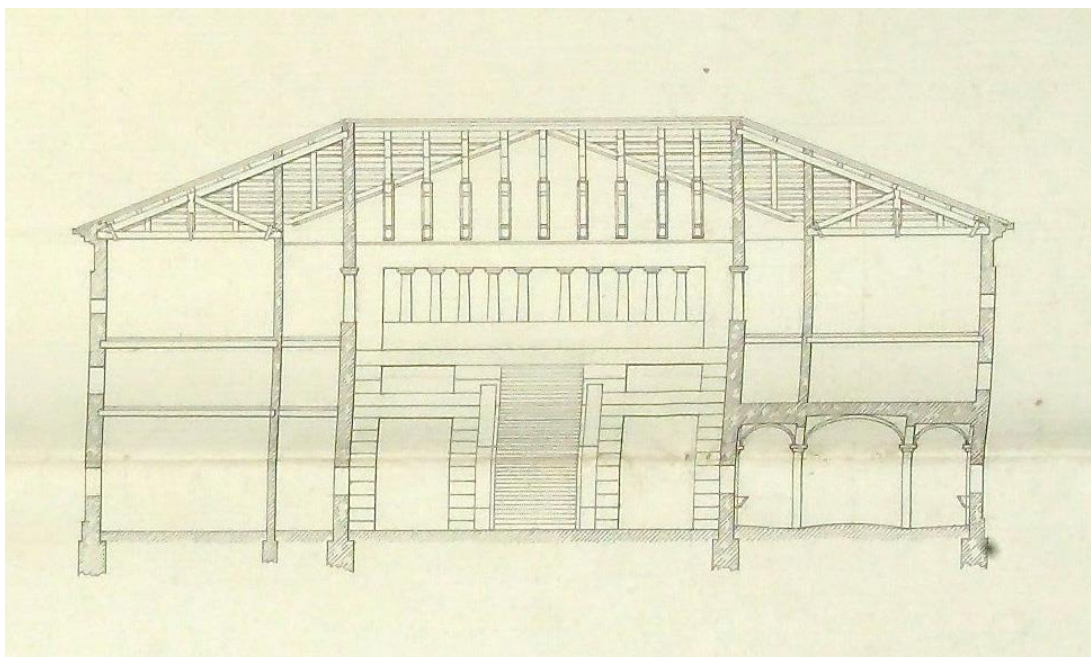
Tecnica	Penna e inchiostro su carta
Misura	mm. 549 x 762
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	1831 ca.
Archivio	Musei civici di Padova, Gabinetto di disegni e stampe, inv. 1744, tav. V.
Soggetto	Jappelli propone di destinare a teatro e verde pubblico l'area che occupava una fascia lunga e stretta tra Prato della Valle e il canale delle Acquette. Questo progetto non sarà però mai realizzato. Planimetria generale
Bibliografia relativa	<i>Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte</i> , a cura di Franca Pellegrini, Saonara, Il prato, 2008, p. 227.

Scheda n. 41

**Titolo** Idea generale della Caserma

Tecnica	-
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	1832
Archivio	Archivio di Stato di Padova, <i>Atti Comunali</i> , b. 937 dis. 1
Soggetto	Jappelli propone la realizzazione di una caserma sul sito dell'ex Collegio Amuleo. Non sarà però mai realizzata
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.195.

Scheda n. 42



Titolo Idea generale della Caserma

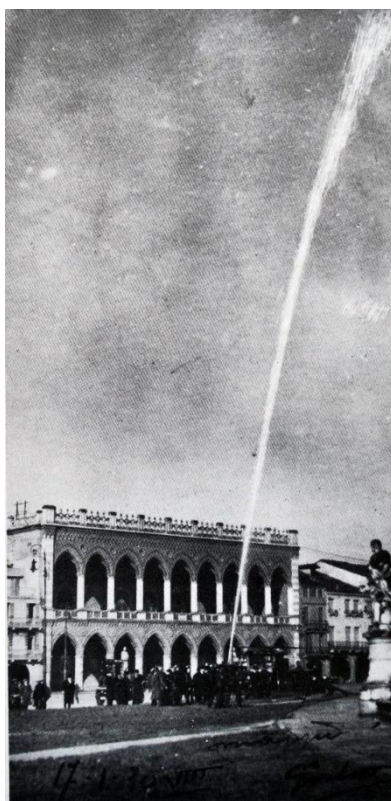
Tecnica	-
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Giuseppe Jappelli
Luogo di edizione	Padova
Anno	1832
Archivio	Archivio di Stato di Padova, <i>Atti Comunali</i> , b. 937 dis. 2
Soggetto	Sezione longitudinale della Caserma
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.195.

Scheda n. 43



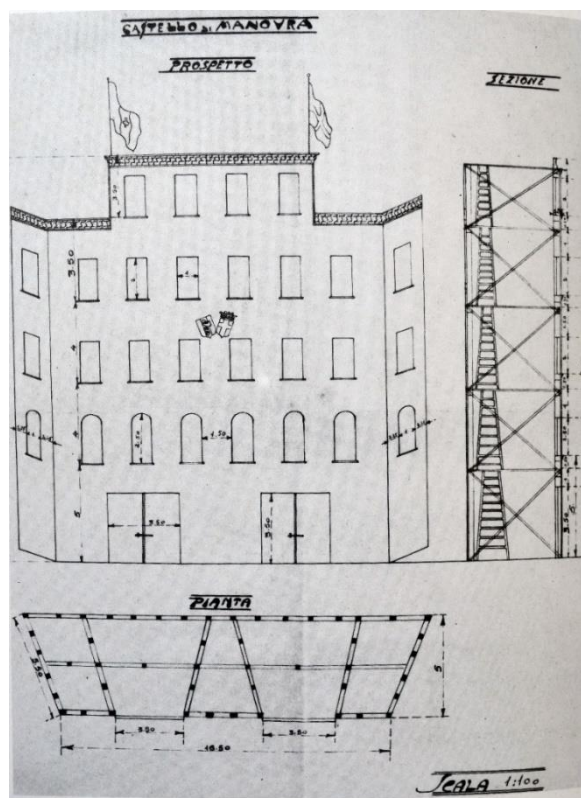
Titolo	Prato della Valle. Cerimonie, corse, feste, fiere
Tecnica	Foto
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	1885
Archivio	Biblioteca civica di Padova, RIP XXII
Soggetto	La foto mostra una corsa di velocipedi in Prato della Valle. Sullo sfondo si può vedere la Loggia Amulea
Bibliografia relativa	Archivio iconografico della Biblioteca Civica di Padova.

Scheda n. 44



Titolo	Esibizione dei pompieri
Tecnica	Foto
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	1832
Archivio	Biblioteca civica di Padova
Soggetto	Esercitazione dimostrativa del corpo dei Vigili del Fuoco in prato della Valle, di fronte alla Loggia Amulea
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p. 224.

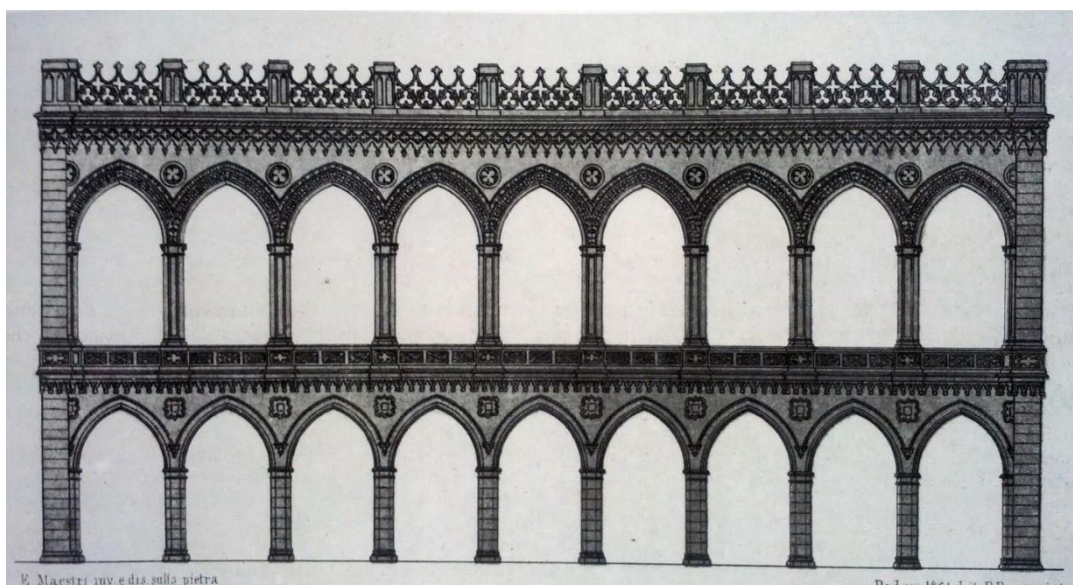
Scheda n. 45



Titolo Castello di manovra

Tecnica	Disegno
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	1930 ca.
Archivio	Archivio del Comune di Padova
Soggetto	Castello di manovra utilizzato dai pompieri per le loro esercitazioni e costruito attorno agli anni '30. Si trattava di una struttura in c.a. addossata alla Loggia Amulea nel cortile interno
Bibliografia relativa	Mario Universo, <i>Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900</i> , in <i>Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana</i> a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, p.224.

Scheda n. 46



Titolo	Loggia Amulea
Tecnica	Litografia
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Eugenio Maestri
Luogo di edizione	Padova
Anno	1858
Archivio	Archivio di Stato di Padova
Soggetto	Progetto realizzato della facciata della Loggia Amulea che affaccia su Prato della Valle
Bibliografia relativa	Donatella Calabi, <i>L'urbanistica di fine Ottocento in un ventennio di attività della Giunta provinciale</i> , in <i>Camillo Boito: un'architettura per l'Italia unita</i> a cura di Guido Zucconi e Francesca Castellani, Venezia, Marsilio, 2000, pp 35-39, pp. 205.

Scheda n. 47



Titolo Loggia Amulea

Tecnica	Disegno a china e acquerello su cartoncino
Misura	mm. 444 x 246
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Eugenio Maestri
Luogo di edizione	Padova
Anno	8 maggio 1858
Archivio	Archivio di Stato di Padova, Atti Comunali, b. 2253
Soggetto	Dettaglio della porzione sud della facciata verso Prato della Valle. Si possono notare i particolari decorativi e la policromia dei materiali
Bibliografia relativa	Donatella Calabi, <i>L'urbanistica di fine Ottocento in un ventennio di attività della Giunta provinciale</i> , in <i>Camillo Boito: un'architettura per l'Italia unita</i> a cura di Guido Zucconi e Francesca Castellani, Venezia, Marsilio, 2000, pp 35-39, p. 51

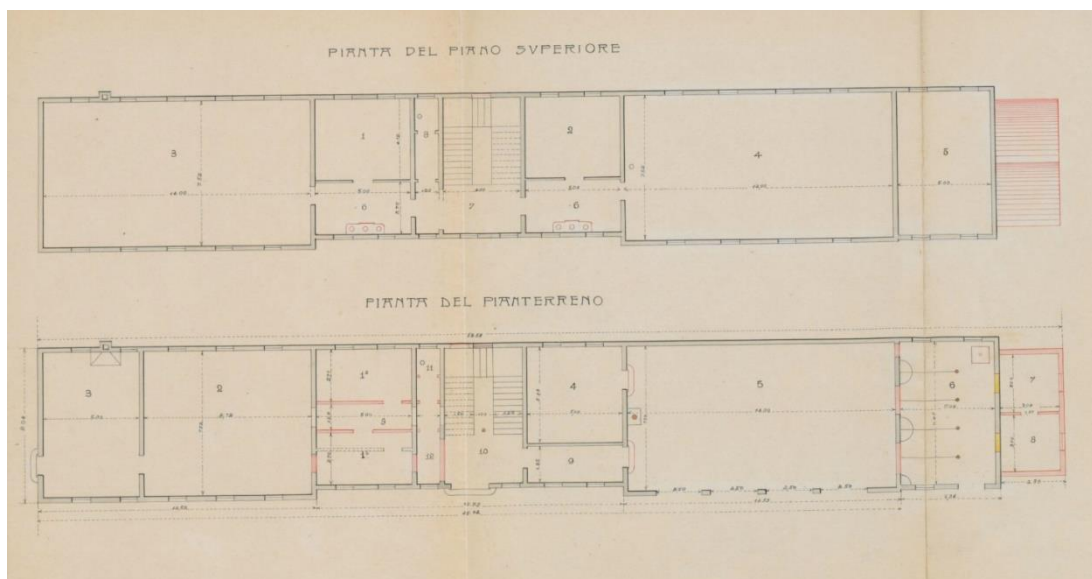
Scheda n. 48



Titolo Loggia Amulea

Tecnica	Disegno a china, matita e acquerello su cartoncino
Misura	mm. 480 x 340
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	Eugenio Maestri
Luogo di edizione	Padova
Anno	1858
Archivio	Archivio di Stato di Padova, Atti Comunali, b. 2253
Soggetto	Particolare costruttivo del secondo livello loggiato. Da notare la qualità delle decorazioni e delle merlature oltre che la cura nella scelta dei materiali e la resa cromatica
Bibliografia relativa	Donatella Calabi, <i>L'urbanistica di fine Ottocento in un ventennio di attività della Giunta provinciale</i> , in <i>Camillo Boito: un'architettura per l'Italia unita</i> a cura di Guido Zucconi e Francesca Castellani, Venezia, Marsilio, 2000, pp 35-39, p. 51

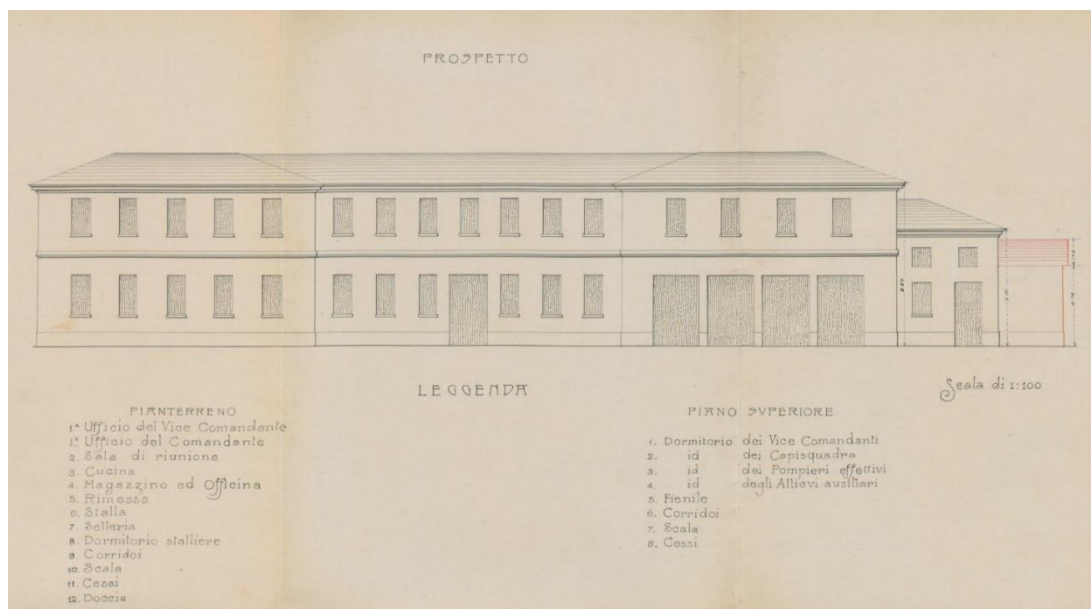
Scheda n. 49



Titolo Ipotesi di progetto per la Caserma dei Vigili del Fuoco di Padova

Tecnica	-
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Archivio Generale del Comune di Padova
Soggetto	Pianta piano terra e piano primo della Caserma
Bibliografia relativa	-

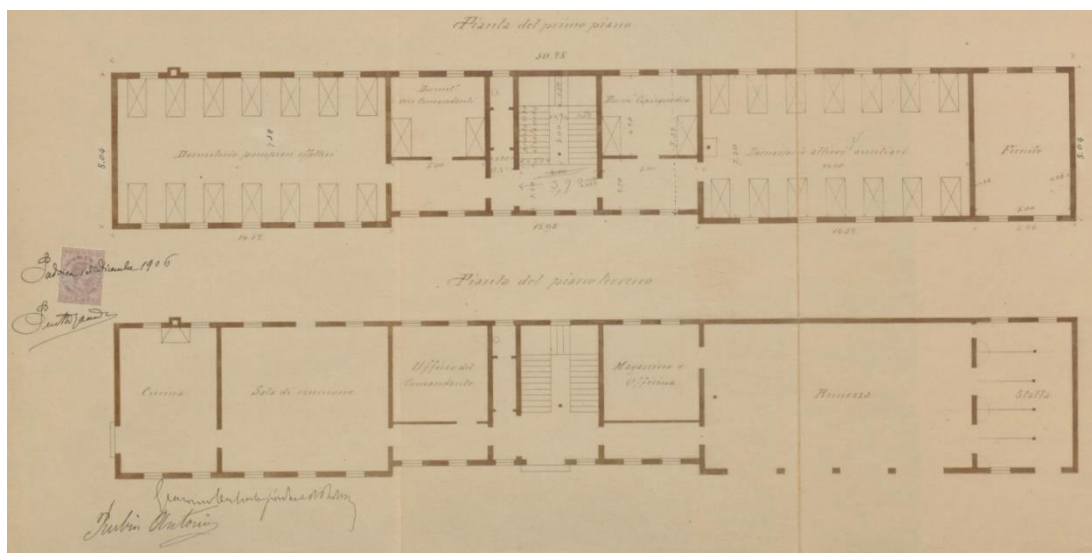
Scheda n. 50



Titolo Ipotesi di progetto per la Caserma dei Vigili del Fuoco di Padova

Tecnica	-
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	-
Archivio	Archivio Generale del Comune di Padova
Soggetto	Prospetto principale della Caserma dei pompieri
Bibliografia relativa	-

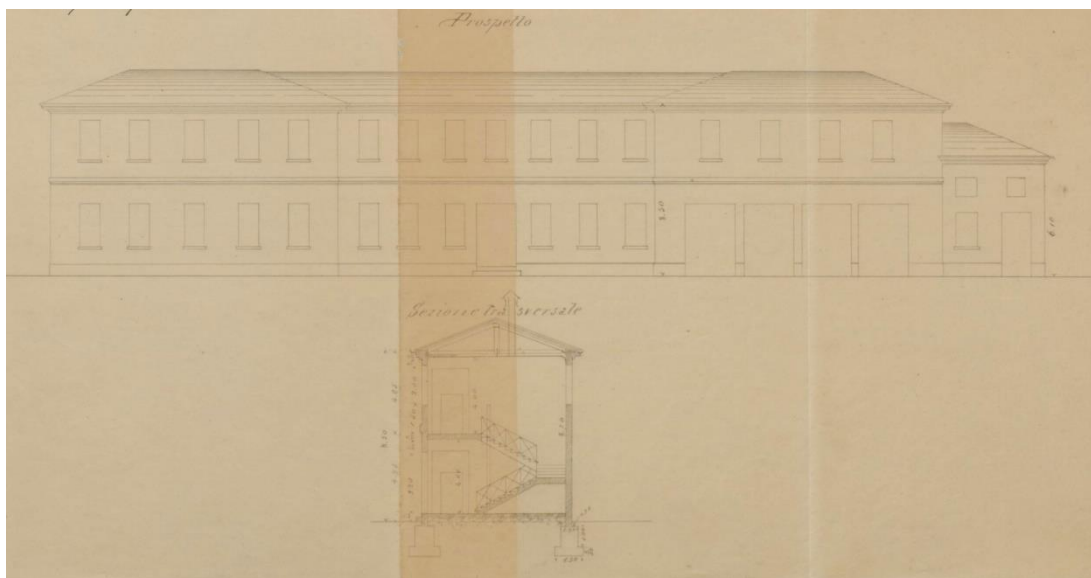
Scheda n. 51



Titolo Progetto per la Caserma dei Vigili del Fuoco di Padova

Tecnica	-
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	1906
Archivio	Archivio Generale del Comune di Padova
Soggetto	Pianta del piano terra e del piano primo della Caserma dei pompieri
Bibliografia relativa	-

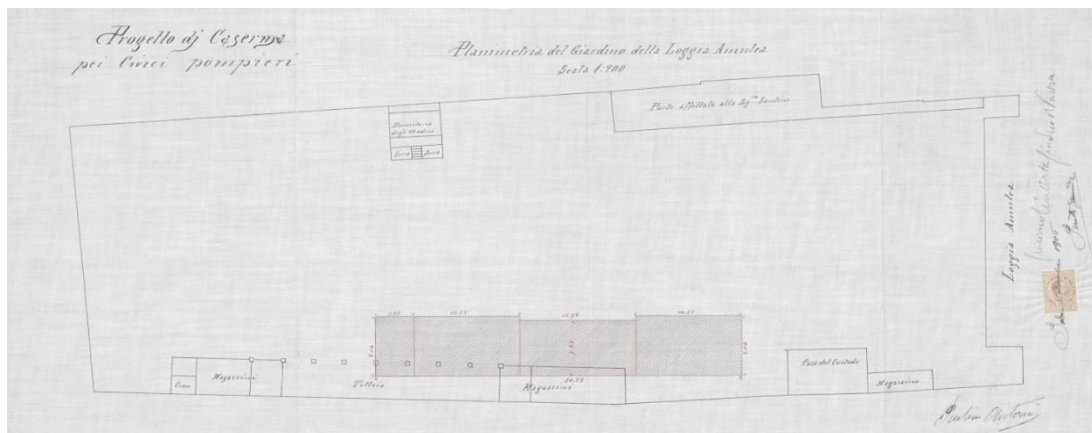
Scheda n. 52



Titolo Progetto per la Caserma dei Vigili del Fuoco di Padova

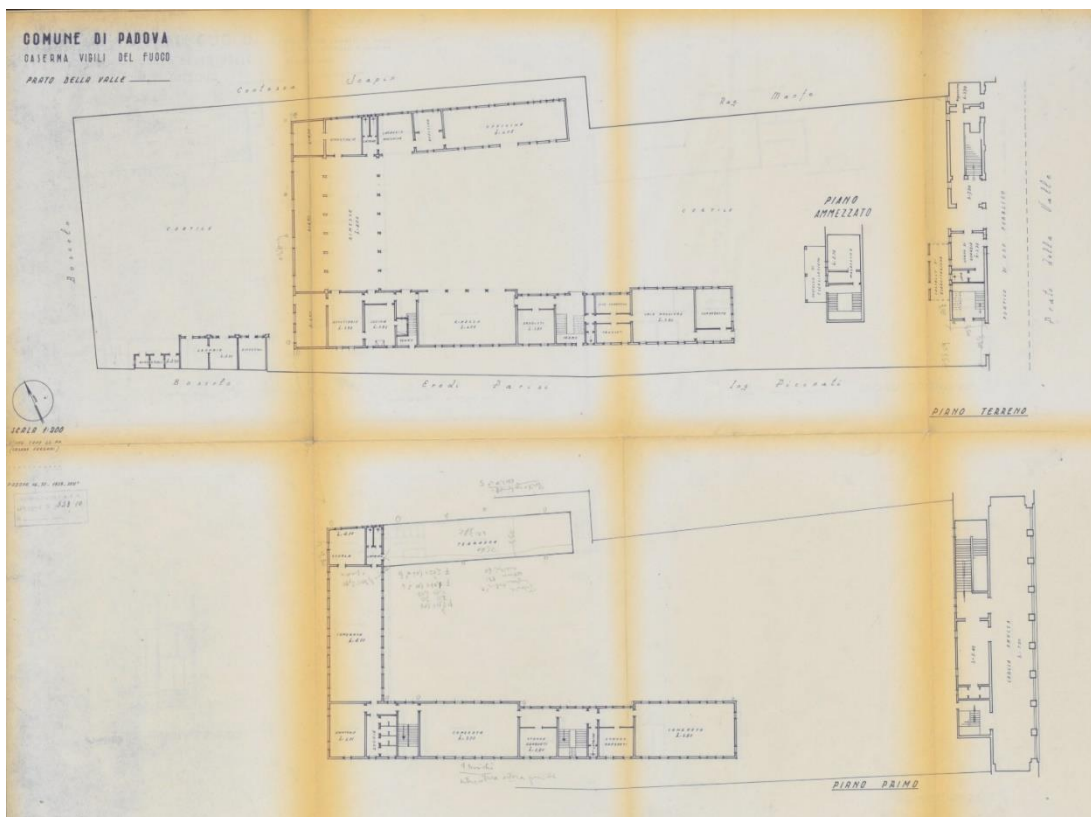
Tecnica	-
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	1906
Archivio	Archivio Generale del Comune di Padova
Soggetto	Prospetto principale della Caserma dei pompieri
Bibliografia relativa	-

Scheda n. 53



Titolo	Planimetria generale dell'area
Tecnica	-
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	1906
Archivio	Archivio Generale del Comune di Padova
Soggetto	Planimetria dell'area su cui venne costruita nel 1906 la caserma dei Vigili del Fuoco di Padova
Bibliografia relativa	-

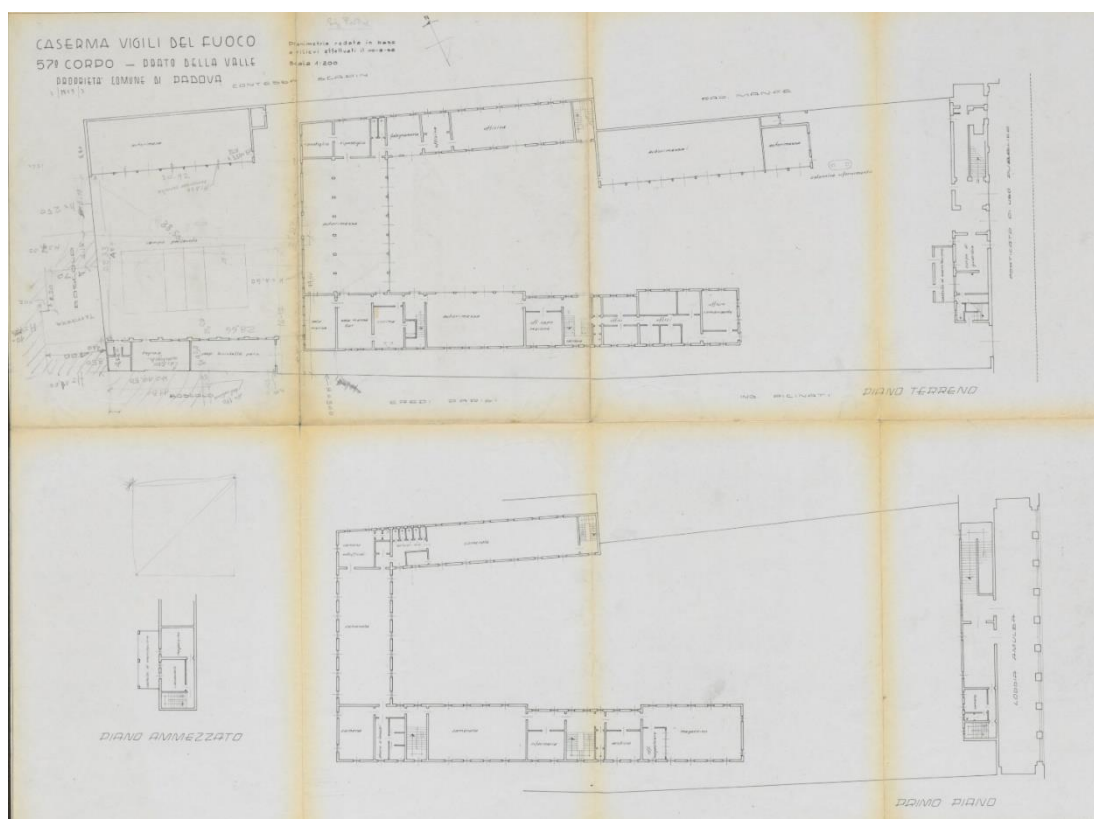
Scheda n. 54



Titolo Planimetria generale del piano terra e del piano primo

Tecnica	Copia eliografica
Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore	-
Luogo di edizione	Padova
Anno	1939
Archivio	Archivio Generale del Comune di Padova
Soggetto	Planimetria generale con proposta di ampliamento della caserma dei Vigili del Fuoco
Bibliografia relativa	-

Scheda n. 55



Titolo Planimetria generale del piano terra e del piano primo

Tecnica Copia eliografica

Nome e cognome dell'autore inteso come disegnatore -

Luogo di edizione Padova

Anno 1962

Archivio Archivio Generale del Comune di Padova

Soggetto Planimetria generale con proposta di ampliamento della caserma dei Vigili del Fuoco

Bibliografia relativa -

CAPITOLO III – RILIEVO FOTOGRAFICO

3.1 Descrizione generale

Il rilievo fotografico è determinante per comprendere e interpretare l'evoluzione storica e lo stato di conservazione del bene oltre che le eventuali trasformazioni subite dal manufatto nel corso degli anni. Un buon rilievo fotografico permette inoltre di capire le tipologie di degrado e/o danneggiamento che possono essere insite in difetti o di progettazione e realizzazione, oppure manifeste.

Tali aspetti sono rilevabili solo attraverso sopralluoghi realizzati in sito e permettono di ottenere un buon livello di conoscenza in maniera diretta e sistematica di tutto ciò che è direttamente visionabile e ispezionabile. Le informazioni che ne derivano sono però limitate, in quanto per capire le caratteristiche dei materiali e la qualità dei dettagli costruttivi è necessario ricorrere ad indagini strumentali. Il rilievo fotografico del complesso amuleo è stato condotto sia per i prospetti esterni che per i vani interni ed è stato eseguito in maniera dettagliata per cercare di ottenere il maggior numero possibile di informazioni. A seguire sono riportate le immagini più significative in grado di chiarire alcune caratteristiche architettoniche, strutturali e funzionali degli ambienti interni e degli spazi esterni.

3.2 I prospetti



Figura 3.01 Prospetto Loggia 1 (vedi fig. 3.03)



Figura 3.02 Prospetto Loggia 2 (vedi fig. 3.03)

La prima immagine (figura 3.01) mostra il prospetto della Loggia Amulea che affaccia su Prato della Valle. Questo è caratterizzato da un ampio porticato al piano terra e da un secondo livello loggiato, ciascuno dei quali è scandito da nove arcate a sesto acuto. Il fronte principale, rivolto ad est, è in stile neogotico e presenta un rivestimento in cotto mentre i pilastri e i capitelli che sorreggono le arcate sono realizzati in pietra macigno di Montemerlo¹. Il fronte principale coincide con la descrizione del capitolato di spesa conservato in Archivio di Stato di Padova² in cui vengono illustrate tutte le opere necessarie ad eseguire la Loggia, con particolare dovizia di particolari per quel che riguarda i materiali da impiegare nella costruzione. Dalla stessa foto è possibile notare la tamponatura totale di un paio di arconi del livello loggiato. Sicuramente questo prospetto si caratterizza per alcuni elementi di pregio come le formelle in terracotta appese tra un arco e l'altro, la lavorazione minuziosa dei parapetti in pietra del piano nobile, la ricca merlatura sommitale, e la ricerca di una policromia vivace. L'accesso alla corte interna e al piano nobile è reso possibile esclusivamente da una bucatara posta in posizione centrale al piano terra.

Dalla lettura di questo prospetto non è possibile, però, intuire che la porzione sud della Loggia (coincidente con la parte di sinistra di figura 3.01) si articola in quattro livelli, anziché due, come potrebbe apparire scontato.

Relativamente invece al prospetto posteriore, rivolto ad ovest, si può affermare che tutte le aperture sono state mantenute praticamente inalterate rispetto alle piante reperite in Archivio, tuttavia non esistono disegni relativi a tale prospetto che permettano di fare un confronto diretto tra le diverse epoche. Ciò che si può dedurre

¹ A.S.Pd., Atti Comunali, S.F., 1858 = b. 2253.

² A.S.Pd., Atti Comunali, S.F., 1858 = b. 2253.

dal sopralluogo effettuato è che le aperture dello scantinato sotto lo scalone principale (a nord) sono state tamponate, mentre delle piccole finestre ovoidali sono state aperte per dar luce alla scala di servizio a sud della Loggia; scala che fu modificata radicalmente nel 1962 quando fu demolita quella originaria del progetto Maestri e sostituita da una che permetteva di risparmiare spazio servendo in maniera più efficace i piani ammezzati. Come si può vedere da questo prospetto (figura 3.02) è possibile leggere la suddivisione della porzione sud in quattro livelli ammezzati, ma è anche evidente l'assenza di decorazioni e finiture di pregio.

Questi sono gli unici 2 prospetti della Loggia Amulea poiché a nord e a sud è collegata ad altre unità immobiliari.

Passando ora ad analizzare il complesso alle spalle della Loggia è possibile affermare a prima vista che si tratta di manufatti che non hanno caratteristiche in comune con il progetto di Eugenio Maestri (del 1858). Mentre la Loggia presenta uno stile e una raffinatezza nelle decorazioni in linea con un contesto tanto importante quanto prestigioso come quello di Prato della Valle, il complesso realizzato nella corte interna è caratterizzato da una semplicità formale e compositiva da ricondurre alle esigenze

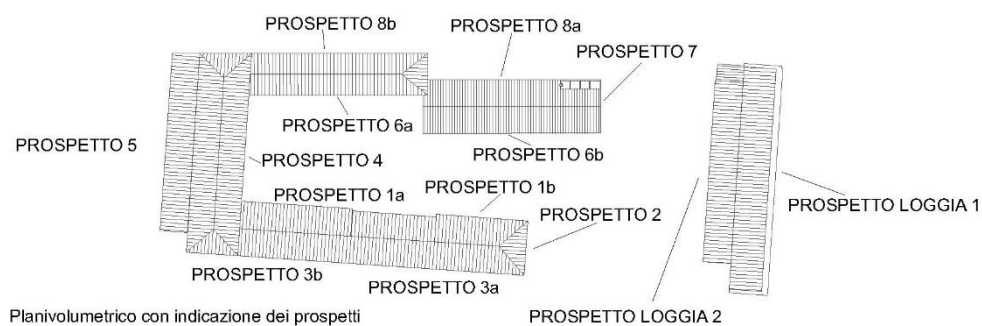


Figura 3.03, Indicatore dei prospetti



Figura 3.04 Prospetto 1b



Figura 3.05 Prospetto 1a



Figura 3.06 Prospetto 4



Figura 3.07 Prospetto 6a

pratiche per il quale fu realizzato. I prospetti che affacciano sulla corte centrale sono regolari in altezza e sono scanditi da un numero elevato di aperture, allineate tra loro, su due livelli. Si può notare oltre alla cornice sotto la linea di gronda una cornice marcapiano che corre tutta attorno. Nonostante sia chiaro dai documenti reperiti in Archivio Generale che l'ex caserma fu costruita in periodi differenti, dal rilievo fotografico non sono emersi elementi evidenti a conferma di ciò. Le tre ali infatti presentano caratteristiche omogenee dal punto di vista sia architettonico che compositivo: l'altezza dei manufatti è la medesima, le aperture sono regolari e di dimensioni pressoché identiche, la cornice marcapiano è unica e probabilmente segna la presenza del solaio intermedio. Unica differenza rilevabile nel *prospetto 6* (figura 3.08) è la presenza di due fasce marcapiano anziché una solamente.



Figura 3.08 Prospetto 6a



Figura 3.09 Prospetto 6b

In quest'ultimo caso è ipotizzabile che una delle due fasce indichi il solaio su cui si è impostata la sopraelevazione del 1962 e l'altra il parapetto della vecchia terrazza.

La testimonianza dell'attività in sito dei Vigili del Fuoco del comando provinciale di Padova è dovuta alla presenza di un cornicione (vedi figura 3.06) che riporta lo stemma del Corpo dei VVF.

Il *prospetto 6b* (figura 3.09) è l'unico, tra quelli analizzati finora, che presenta caratteristiche diverse rispetto agli altri. Questo è parte di una unità strutturale a sé stante caratterizzata da pilastri posti a distanza regolare tra i quali si trovano ampie aperture vetrate (che una volta costituivano i portoni dei garage da cui entravano le autobotti dei pompieri). Questo prospetto è compositivamente semplice ma favorisce la comprensione del sistema strutturale portante che invece non sarebbe possibile riconoscere osservando il *prospetto 8a* che è completamente privo di aperture.

I fronti che non affacciano sulla corte interna hanno le stesse caratteristiche dei primi, cioè aperture allineate e a distanza regolare, ma complessivamente presentano un livello di degrado superiore rispetto a quelli analizzati sopra (figura 3.11-3.12).



Figura 3.10 Prospetto 3



Figura 3.11 Prospetto 5



Figura 3.12 Prospetto 8

Da questa analisi non sono state riscontrate differenze né riguardo la matrice compositiva né relativamente al trattamento delle superfici, in sostanza dal rilievo fotografico non si direbbe che, i fabbricati che caratterizzano la parte retrostante della Loggia Amulea, risalgono a periodi costruttivi differenti. È da notare solamente la presenza di due volumi che hanno un'altezza inferiore rispetto agli altri fabbricati a due piani: la prima è proprio la porzione aggiunta nel 1962, caratterizzata da una struttura a pilastri (già analizzata sopra, prospetto 6b), e la seconda è la parte posteriore del blocco ovest (prospetto 5).

3.3 Gli interni

L'interno della Loggia Amulea si sviluppa su due piani principali. L'ingresso avviene mediante un grande arco posto al centro della facciata e dà accesso ad un atrio da cui è possibile accedere ad un ufficio, che occupa quasi interamente la porzione sud del piano terra della Loggia, e allo scalone d'onore, posto a nord, (figura 3.13 - 3.14) che porta al piano nobile (figura 3.15 - 3.16). Sempre al piano terra ma defilata a sud e con accesso indipendente si trova una scala secondaria (figura 3.18) che fu costruita nel 1962 *ex novo* in sostituzione di quella originaria realizzata su progetto di Maestri e orientata ortogonalmente rispetto a quella attuale. La scala permette di raggiungere i livelli ammezzati che sono posti rispettivamente sotto e sopra il piano nobile e ospitano un ufficio e la sede di un piccolo centro culturale. Il primo e l'ultimo mezzanino occupano la medesima superficie ma presentano una diversa distribuzione delle partizioni interne e delle aperture.

A nord lo scalone d'onore realizzato completamente in marmo, descrive uno spazio monumentale caratterizzato da una doppia rampa che media il passaggio verso l'ambiente più rappresentativo e importante di tutta la struttura ovvero la sala di rappresentanza al piano nobile. Da quest'ultima è possibile accedere al loggiato



Figura 3.13 Scalone d'onore



Figura 3.14 Scalone d'onore



Figura 3.15 Piano Nobile



Figura 3.16 Piano Nobile



Figura 3.17 Loggiato

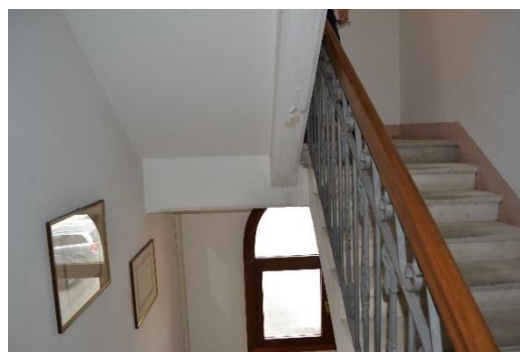


Figura 3.18 Scala secondaria

(figura 3.17) esterno attraverso dei portoni ad arco in legno lavorato e vetro. La Loggia, che rappresentava nel passato un vero e proprio palco da cui apprezzare le fiere che si svolgevano nella piazza, è scandita da nove arcate che poggiano su



Figura 3.19 vista su Prato della Valle



Figura 3.20 vista su Prato della Valle

colonne e piedistalli in pietra su cui si impostano altrettante volte a crociera. Oggi questa “tribuna d’onore” non è più utilizzata con la funzione di un tempo ma vi sono conservate tre statue in marmo di figure femminili. I pavimenti del piano nobile sono in terrazzo veneziano, sia all’interno che all’esterno e le finestre sono tutte caratterizzate da telai in legno.

È importante rilevare che questo livello oltre che ad essere raggiungibile utilizzando lo scalone d’onore è accessibile anche con la scala di servizio che permette di arrivare ad un ambiente secondario ma comunque collegato alla sala principale.

Vani meno importanti ma non meno interessanti e che hanno permesso di apprendere informazioni di notevole interesse sono l’ufficio al piano terra dove si è riscontrata la presenza di una nicchia (figura 3.19) e il deposito-magazzino che si trova al di sotto dello scalone principale. In questo ambiente, infatti, a causa della mancanza di ampie porzioni di intonaco, è stato possibile rilevare la qualità e la tipologia muraria della Loggia (figura 3.22) oltre che le soluzioni tecniche costruttive adottate per la scala. Si può notare infatti che lo spazio al di sotto del pianerottolo, dello scalone, è voltato a botte (figura 3.23) e i gradini sono inseriti nello spessore delle murature d’ambito e nel setto centrale. Sempre ispezionando questa porzione di edificio è stato possibile riscontrare la presenza di alcune aperture completamente tamponate, altrimenti non visibili dall’esterno.

La copertura della Loggia è costituita da due falde ad un’unica inclinazione che poggiano sui muri d’ambito e sul muro di spina centrale che corre continuo per tutta la lunghezza del prospetto. È stata studiata inoltre la configurazione strutturale della



Figura 3.20 Nicchia, ufficio p.t.

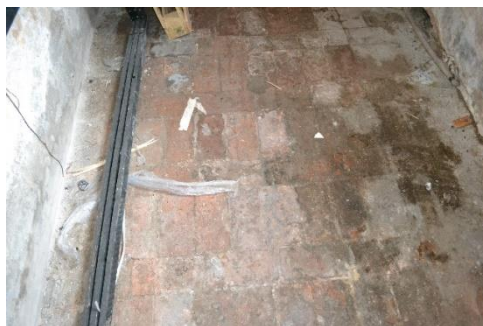


Figura 3.21 Pavimento del deposito sotto lo scalone



Figura 3.22 Muratura d'ambito del deposito sotto lo scalone



Figura 3.23 Copertura voltata sotto il pianerottolo



Figura 3.24 Apertura tamponata



Figura 3.25 Apertura tamponata



Figura 3.26 Controsoffitto e struttura di copertura Loggia

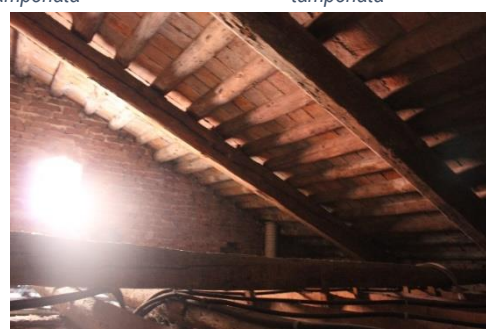


Figura 3.27 Controsoffitto e struttura di copertura Loggia

copertura in legno attraverso una botola posta sul controsoffitto del secondo livello ammezzato (figura 3.26 - 3.27), dove si trova un piccolo ufficio.

Il complesso retrostante la Loggia Amulea, che oggi ospita la sede della Municipale, e comprende una serie di uffici e spogliatoi, è stato costruito in momenti differenti ma per quel che riguarda il rilievo fotografico degli interni può essere fatto un discorso comune.

Ad eccezione dell'ala più recente realizzata nel 1962 ad un piano (originariamente adibita a deposito delle autobotti), tutto il complesso si sviluppa su due piani fuori terra. Gli ambienti interni sono estremamente semplici e spartani, non presentano elementi di pregio dal punto di vista architettonico. I vani adibiti ad ufficio sono tutti di forma rettangolare o quadrata e, posti in sequenza uno in parte all'altro, sono serviti



Figura 3.28 Scala blocco sud

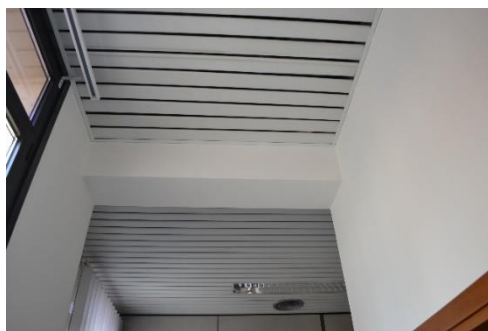


Figura 3.29 Controsoffitto e passaggio impiantistico



Figura 3.30 Differenza di quota tra solai

da lunghi corridoi che un tempo permettevano ai pompieri di accedere alle camerate. Il piano primo del blocco nord non è invece dotato di corridoio che distribuisce ai diversi ambienti e dunque gli uffici stessi diventano degli spazi passanti per gli impiegati (figura 3.34). Il primo piano è servito, inoltre, da una scala con struttura portante in acciaio realizzata nel 1962 quindi circa 23 anni dopo la sopraelevazione. Il blocco sud è utilizzato esclusivamente dagli agenti della polizia municipale e al piano terra si trovano una serie di uffici mentre al piano superiore ci sono gli spogliatoi della Polizia (figura 3.31), il deposito delle armi e una sala riunioni. Dal rilievo fotografico eseguito sul blocco ovest si è rilevata la presenza al piano terra una struttura di pilastri binati in acciaio affiancati a quelli esistenti (figura 3.33), la cui funzione è quella, oltre che di creare un grande ufficio completamente aperto, di scaricare in fondazione i carichi gravanti del piano primo. A causa, infine, di una controsoffittatura in listelli metallici installati in tutti i vani, sia del piano terra che del piano primo, non è stato possibile ispezionare e comprendere le caratteristiche degli orizzontamenti (figura 3.29). Relativamente a quest'ultimo livello, alcuni dipendenti, hanno sostenuto in sede di sopralluogo che gli impianti sarebbero appesi alla copertura lignea, ma non è stato possibile confermare queste dichiarazioni, anche se c'è da dire che tali ipotesi sarebbero confortate dal fatto che in alcuni punti l'inarcamento accentuato dei listelli metallici farebbe pensare proprio a dei sovraccarichi.



Figura 3.31 Sala riunioni e spogliatoi

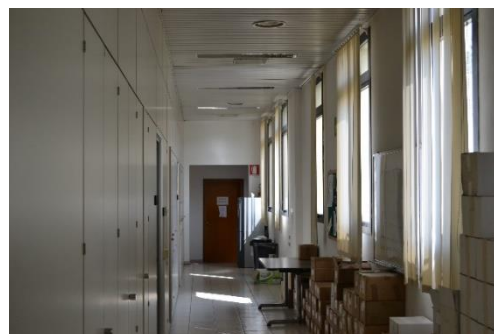


Figura 3.32 Corridoio di accesso agli uffici

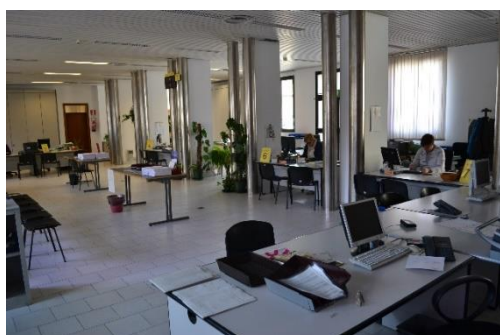


Figura 3.33 Uffici piano terra blocco ovest, struttura



Figura 3.34 Ufficio passante

3.4 Destinazioni d'uso

Il porticato e il loggiato della Loggia Amulea sono spazi lunghi e stretti coperti da volte a crociera e scanditi da pilastri. Dall'ingresso centrale si accede all'atrio dal quale si può entrare nella corte interna, salire al piano nobile oppure accedere ad un ufficio comunale. Per raggiungere il piano nobile si utilizza lo scalone d'onore a due rampe (con soffitto a padiglione, come la sala principale), la parte sud di questo edificio è, invece, caratterizzata da una scala secondaria, con la quale si accede al primo livello ammezzato che ospita due uffici e i relativi servizi igienici. Salendo di un piano si giunge ad una porta che permette di entrare nei vani accessori del piano nobile, ovvero un bagno e una stanza secondaria collegata alla sala principale. All'ultimo livello ammezzato si trova invece un piccolo ambiente che ospita un ufficio.

Gli interni del complesso retrostante la Loggia Amulea sono caratterizzati da una regolare distribuzione di uffici al piano terra forniti di servizi igienici. Salendo poi al piano superiore con una delle tre rampe di scale a disposizione è possibile accedere ad un'altra serie di uffici, serviti (blocco sud e blocco ovest) da due corridoi molto lunghi. Il blocco nord, non essendo invece dotato di alcun elemento di passaggio, è caratterizzato da una serie di uffici che sono dei veri e propri spazi passanti.

Da rilievo risulta infine che i vani tecnici sono collocati nei sottoscala oppure a ridosso dei servizi igienici, ma in ogni caso lontani dalle aree comuni e dagli ambienti di lavoro.



Figura 3.35 Piano terra



Figura 3.36 Piano primo

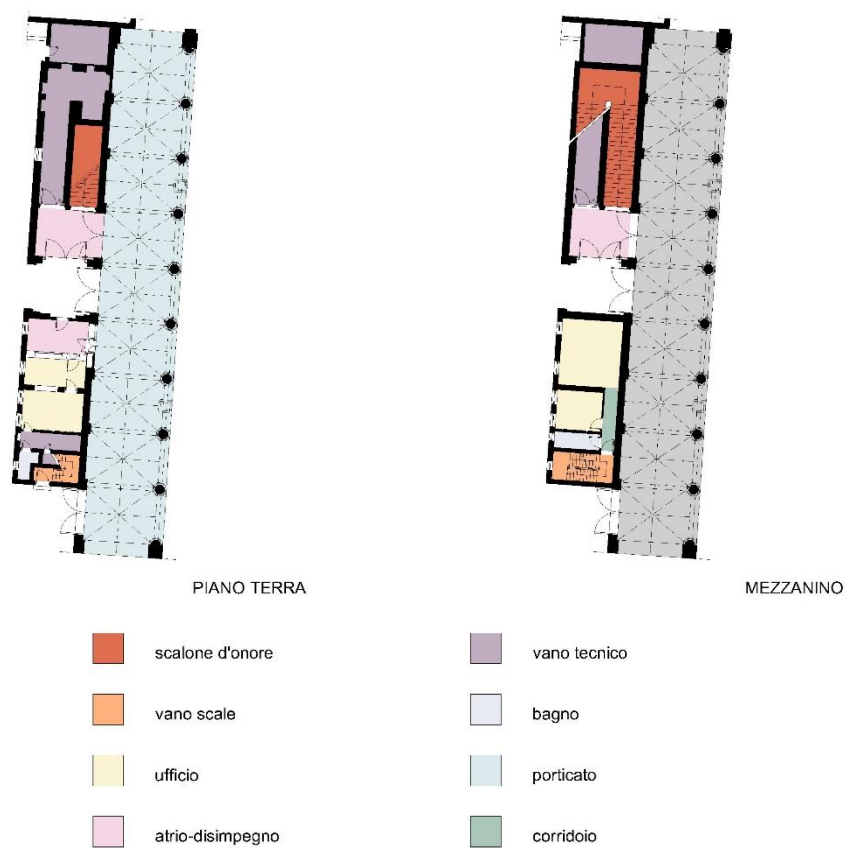


Figura 3.37 Primo terra Loggia e primo livello ammezzato



Figura 3.38 Primo nobile Loggia e secondo livello ammezzato

CAPITOLO IV - RILIEVO GEOMETRICO

4.1 Inquadramento generale

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura è una operazione complessa che comprende il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi significativi: nicchie, canne fumarie, il rilievo delle volte, dei solai, delle coperture e delle scale. Poiché il rilievo geometrico serve a definire le caratteristiche del modello da utilizzare nell'analisi sismica è necessario verificare che tutte le informazioni ricavate dagli elaborati planimetrici siano corrispondenti allo stato di fatto. Per opere che nel corso degli anni hanno subito alterazioni, e rifacimenti è di fondamentale importanza chiarire se quanto messo a disposizione dall'archivio del Comune di Padova e dall'Archivio di Stato rispecchia realmente la situazione attuale, capita spesso, infatti, che non siano disponibili o siano andate perdute tavole grafiche anche di notevole importanza. Si pensi ad esempio al presente caso studio di cui non si è riusciti a reperire gli elaborati di progetto contenenti i prospetti e alcune sezioni del complesso retrostante la Loggia Amulea.

Il rilievo geometrico è stato condotto svolgendo un sopralluogo in sito al fine di valutare la corrispondenza tra i documenti che sono stati messi a disposizione dall'Università e dal Comune di Padova e la situazione attuale; dallo studio della storia dell'area si è notato infatti che non solo la Loggia ma anche i corpi di fabbrica alle spalle hanno subito notevoli cambiamenti nel corso del Novecento sia per quel che riguarda i distributivi interni che l'assetto strutturale.

Sono stati eseguiti inoltre dei controlli a campione con l'utilizzo di distanziometro laser e cordella metrica per cui le misure rilevate risultano essere affette da incertezze dell'ordine del centimetro, che comunque sono trascurabili ai fini delle verifiche sismiche.

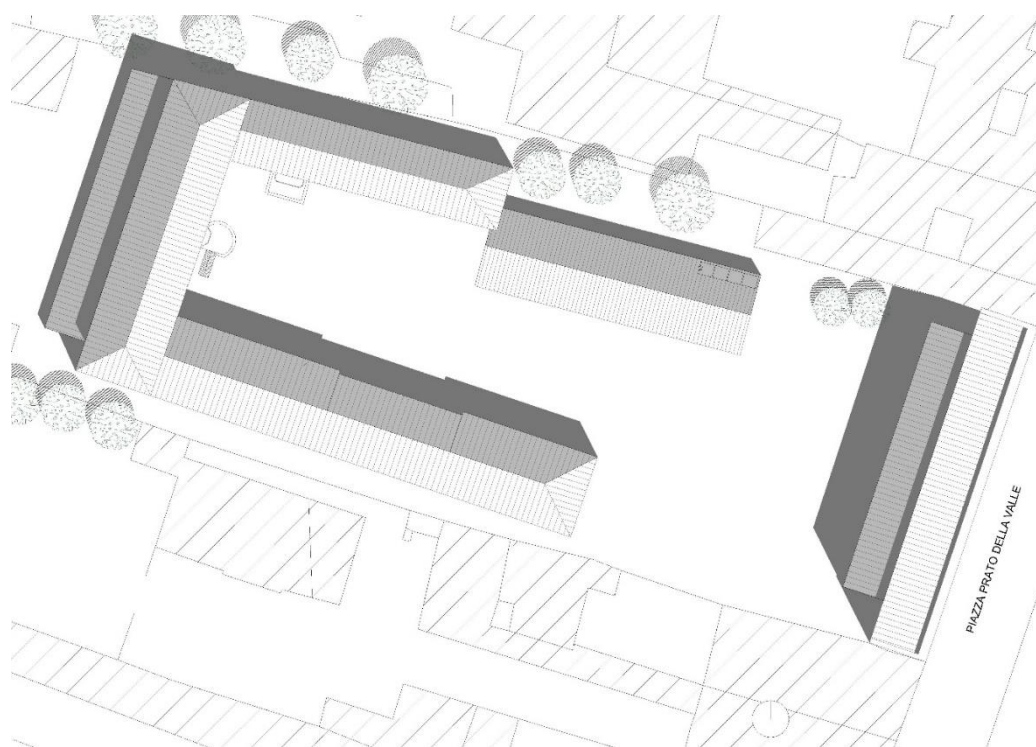


Figura 4.01 Planivolumetrico dello stato di

4.2 Pianta

Il rilievo geometrico di piante, prospetti e sezioni, in scala 1:100, è riportato nelle tavole allegate alla presente relazione (Tav. 4.01 e seguenti). Di seguito, invece, sono presenti gli elaborati più significativi per una adeguata comprensione del caso studio. Il prospetto che affaccia su Prato della Valle è caratterizzata da due livelli di arcate che definiscono al piano terra un porticato e al piano nobile un loggiato; i due spazi che ne risultano sono scanditi da 8 colonne intere e 2 semicolonne addossate ai pilastri d'angolo su cui si impostano le volte del soffitto. Gli interni della Loggia Amulea sono serviti da una scala monumentale a nord cui si accede da un ampio atrio in posizione centrale e da una scala di servizio a sud che dà accesso ai piani ammezzati e al piano nobile, che affaccia su Prato della Valle, ed era usato fino a qualche anno fa per la celebrazione dei matrimoni civili. Oggi, però, questo spazio è quasi completamente inutilizzato e chiuso al pubblico come il resto dell'edificio ad eccezione degli uffici al piano terra e agli ammezzati. Non solo il piano nobile ma anche lo scalone presentano finiture di pregio con pietre e marmi lavorati e un soffitto dipinto con volta a padiglione non strutturale. L'impianto planimetrico ha subito limitate modifiche nel corso degli anni, circoscritte perlopiù alla zona della scala di servizio (riprogettata e realizzata nel 1962) e alle partizioni interne dei mezzanini.

Dal rilievo geometrico risulta che gli elementi portanti del manufatto sono costituiti dalle murature d'ambito, dai pilastri del doppio livello loggiato e dal lungo setto centrale che rappresenta anche una sorta di controfacciata. Le murature portanti hanno uno spessore medio variabile tra i 40 e i 55cm mentre le partizioni interne, utilizzate per organizzare gli ambienti adibiti ad uffici, misurano uno spessore di 20cm; i pilastri di base, di forma ottagonale e rivestiti in pietra bianca, sono larghi 70cm e ciascuno poggia su un piedistallo sempre in pietra ma leggermente più spesso dei fusti; i pilastri del livello superiore sono invece di forma quadrangolare di lato 84x58cm a cui sono addossate (sui due lati più lunghi) due semicolonne in pietra bianca. I vani interni della Loggia sono caratterizzati da altezze proporzionali alla loro importanza quindi, ad esempio, i piani ammezzati, raggiungibili esclusivamente dalla scala di servizio presentano un'altezza di 2,70m mentre l'atrio che dà accesso allo scalone principale misura 7,00m e il piano nobile ha un'altezza variabile tra i 6,16m (nella zona del pianerottolo di sbarco) e i 5,28m della sala principale. Un discorso a parte deve essere fatto per il porticato al piano terra e soprattutto per il loggiato superiore che rappresentano gli spazi pubblici principali che un tempo erano affollati dagli spettatori che giungevano in Prato della Valle per ammirare in posizione privilegiata degli spettacoli che si tenevano nella piazza. Il porticato al piano inferiore misura 6,13m mentre quello superiore, nonché lo spazio simbolicamente più importante di tutta l'opera, misura addirittura 7,18m. Il distributivo interno è organizzato in maniera razionale e semplice con ambienti di forma quadrata o rettangolare caratterizzati da soffitti piani nei vani accessori e volte non strutturali in canniccio dipinte in quelli principali. Lo scalone d'onore presenta infine una larghezza poco superiore ai 2m ed è costituito da 45 gradini che contribuiscono a realizzare una passeggiata monumentale verso le sale principali dell'edificio.

Il rilievo geometrico non ha, purtroppo, permesso di capire le caratteristiche tipologiche delle murature laterali in comune con le altre unità immobiliari quindi: spessore, grado di ammorsamento, etc.

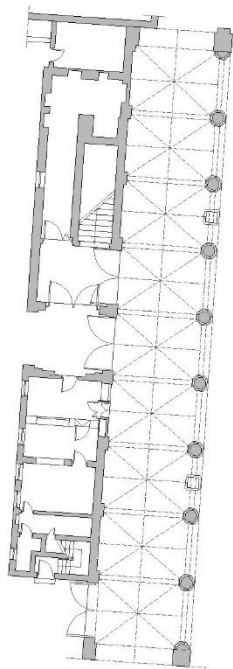


Figura 4.02 Piano terra Loggia Amulea

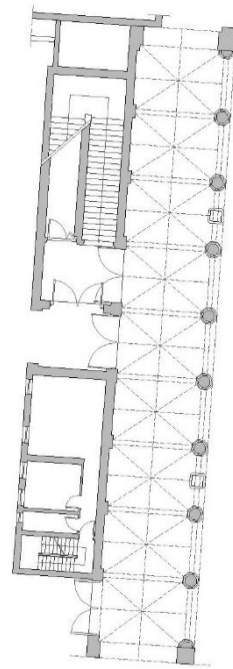


Figura 4.03 Primo livello ammezzato Loggia Amulea

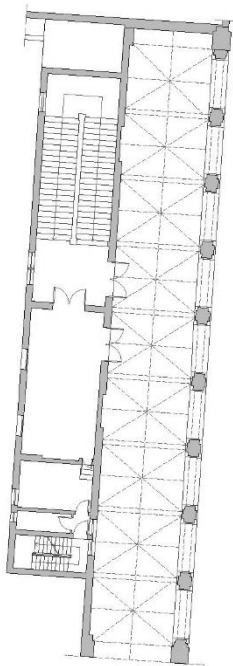


Figura 4.04 Piano nobile Loggia Amulea

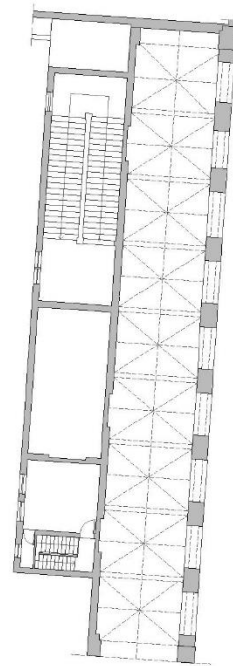


Figura 4.05 Secondo livello ammezzato Loggia Amulea

Per quello che riguarda invece gli edifici retrostanti la Loggia (figura 4.08, 4.09) è stato eseguito un sopralluogo attento a rilevare oltre alla corrispondenza delle planimetrie fornite dal Comune di Padova con lo stato di fatto anche la presenza di nicchie, canne fumarie. Anche per questo complesso sono state confrontate le misure contenute nei documenti con quelle rilevate in sito con distanziometro laser e cordella metrica ma non sono state rilevate sostanziali differenze. La presenza di controsoffitti sia al piano terra che al piano primo ha tuttavia impedito di misurare l'altezza a cui si impostano i solai. Nonostante si presenti regolare in pianta ed in alzato, questo complesso è stato costruito in periodi differenti e ha subito nel corso degli anni una serie di modifiche strutturali (tra cui la sopraelevazione dell'ala nord e il rifacimento del solaio intermedio del corpo ovest, negli anni '90). L'impianto planimetrico è regolare e scandito da vani di forma quadrata o rettangolare definiti da setti disposti tra loro ortogonalmente spessi 30 cm, a cui talvolta sono collegate delle tramezze dello spessore 10-15 cm che servono a separare gli uffici e ad organizzare gli spazi interni dei servizi igienici. Dalle misure rilevate nel sopralluogo risulta che gli ambienti del piano terra hanno un'altezza utile di 3.30 m, che però non coincide con la quota a cui si imposta il primo orizzontamento il quale dovrebbe essere invece posto ad una altezza di 4.25 m dal pavimento del piano terra e spesso circa 30 cm. Questo ragionamento vale sia per il blocco sud che nord ma non per la parte ovest poiché, in seguito al rifacimento del solaio intermedio, negli anni Novanta, la quota dei finiti al primo piano ora è impostata ad un'altezza di 4.70m anziché 4.55m come nel resto della struttura. Si viene dunque a creare un gradino di 15cm nel passaggio dall'ala nord e sud a quella ovest.



Figura 4.06 identificazione in pianta e sezione della differenza di quota tra solaio blocco nord e ovest

Nel 1962 fu realizzato un corpo di fabbrica collegato ai preesistenti ma di caratteristiche diverse sia dal punto di vista architettonico, strutturale che compositivo. Questo si sviluppa su un unico piano anzichè due e presenta una fitta scansione di pilastri (dimensione 20x30 cm) che evidenziano una struttura a telaio in calcestruzzo. Tra un pilastro e l'altro vi sono ampie vetrate larghe 2,50 m che danno luce al grande spazio aperto interno adibito ad uffici, inoltre un setto dello spessore di 20 cm divide questo ambiente da una piccola sala riunioni e dai servizi igienici. Anche questi vani sono completamente controsoffittati e l'altezza utile misurata dal pavimento è di 3,36 m mentre nella zona dei bagni è di 3,26 m.

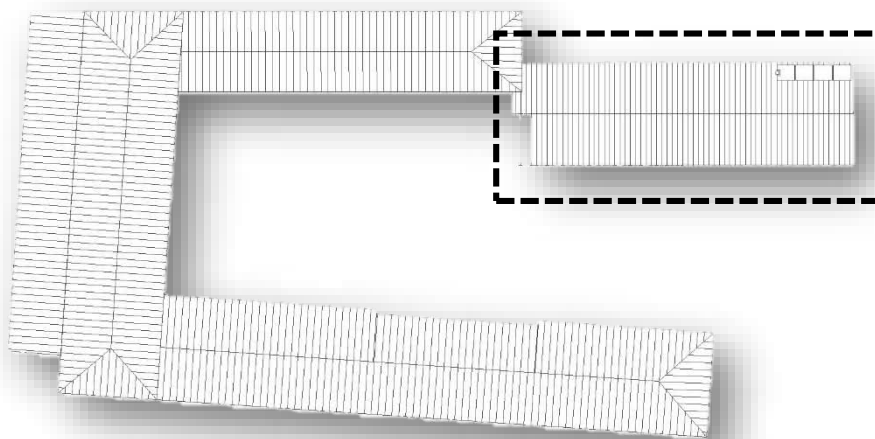


Figura 4.07 Identificazione porzione costruita in c.a. nel 1962

Di seguito sono riportate fuori scala la pianta del piano terra e del piano primo del complesso. È importante ricordare che quelli che ora sono spazi ordinatamente scandati da partizioni interne che organizzano una serie di uffici, una volta erano ambienti completamente aperti e ospitavano al piano terra i depositi degli automezzi dei Vigili del Fuoco (dal 1939 al 1989) e al piano primo le camere dei pompieri e del comandante.



Figura 4.08 Piano terra

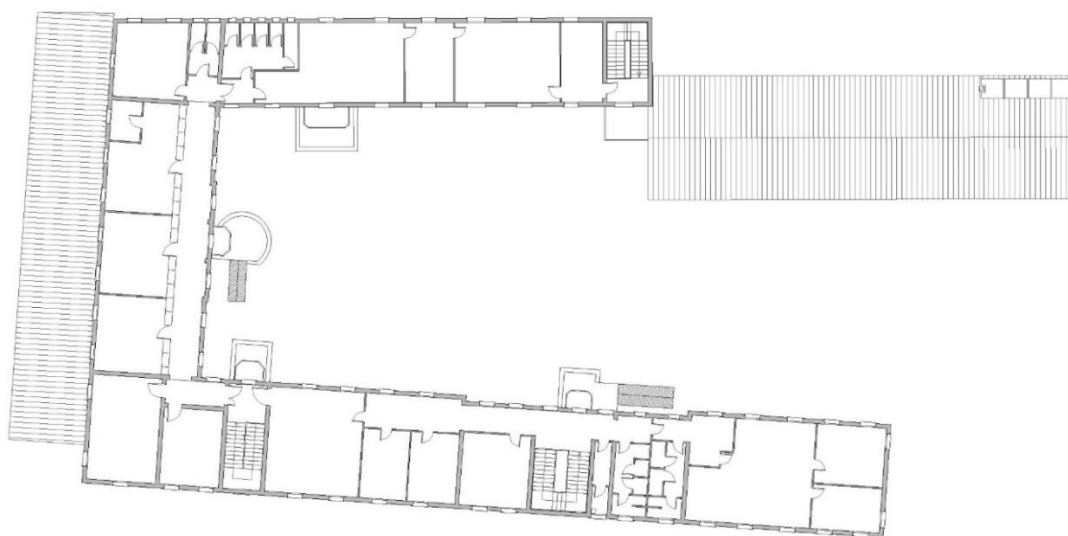


Figura 4.09 Piano primo

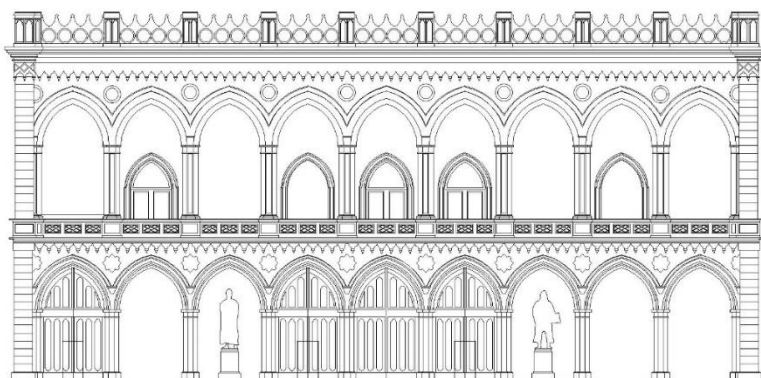
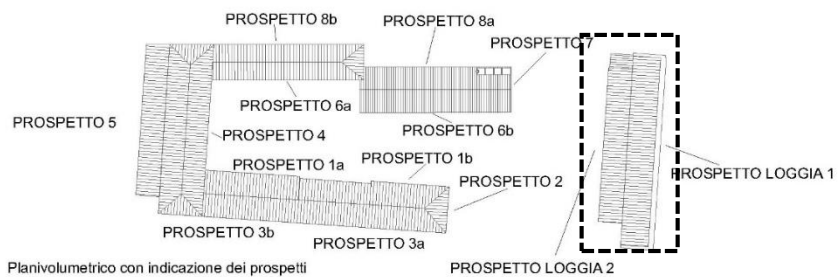
4.3 Prospetti

I prospetti sono stati rilevati nello specifico in scala 1:100 nelle tavole allegate alla tesi (Tav 4.19 - 4.30) ma sono comunque riportati di seguito, fuori scala, per facilitarne la lettura.

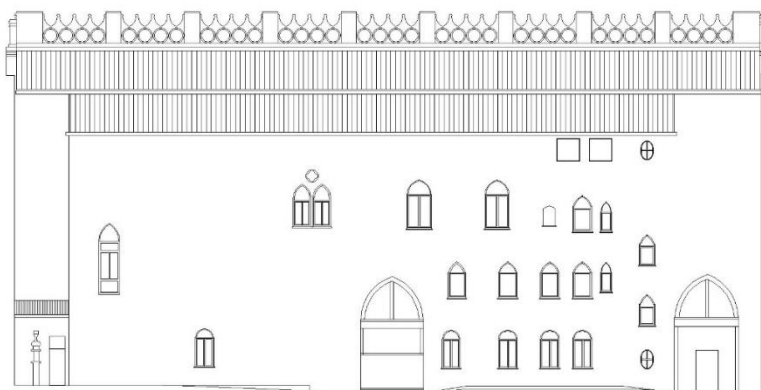
Il *Prospetto Loggia 1* è quello principale che affaccia su Prato della Valle: si sviluppa su due livelli, è riccamente decorato e il materiale costitutivo principale è il cotto. Il prospetto è scandito da un doppio ordine di arcate a sesto acuto che al piano terra misurano un'altezza massima di 5,80m e al piano superiore circa 6,90m, l'altezza massima in sommità del cornicione è invece di 18,90m. I pilastri d'angolo rivestiti in pietra hanno base quadrangolare di 1x1m e sono gli unici elementi del prospetto che hanno continuità da cielo a terra. Inoltre al piano terra si vedono quattro portali in legno lavorato mentre a livello loggiato ci sono in totale cinque portoni di cui due completamente tamponati.

Il *Prospetto Loggia 2* gerarchicamente è meno importante di quello appena descritto e questo è confermato da una semplicità compositiva che trova conferma nell'assenza di decorazioni, nelle aperture di larghezza e altezza differenti disposte esclusivamente in maniera funzionale ad una adeguata illuminazione degli spazi interni.

Le numerose aperture poste nella parte sud della Loggia Amulea sono dovute alla presenza dei piani ammezzati e della scala di servizio. La porzione nord è, invece, praticamente priva di aperture se non all'altezza del pianerotto dello scalone d'onore e della sala principale al piano nobile, dove si trova una finestra binata sormontata da una presa di luce rotonda.



PROSPETTO LOGGIA 1



PROSPETTO LOGGIA 2

Figura 4.10 Prospetti Loggia Amulea

Di seguito sono riportati i prospetti del complesso retrostante la Loggia che presentano una elevata ripetitività compositiva: i corpi nord e sud hanno un'altezza in gronda di 8,50 m mentre la porzione ovest di 9 m.

Quello che è evidente è la regolarità nell'alternanza tra aperture e maschi murari, le finestre sono larghe tutte circa un metro e presentano un'altezza differente tra piano terra (2,20m) e primo (2m) ma sono sempre allineate. I prospetti 6b e 8b rappresentano un po' le eccezioni a quanto appena detto infatti il primo è un blocco ad un solo piano costituito da pilastri alternati ad ampie vetrate quadrate di larghezza 2,50m, mentre il secondo (figura 4.14) presenta caratteristiche omogenee a tutti gli altri per quel che riguarda il piano terra, mentre al piano primo si notano forature più piccole, talvolta parzialmente tamponate e non allineate con le bucatore del piano inferiore.

Per quello che concerne la pianta delle coperture la Loggia è costituita da due falde con la medesima inclinazione mentre il corpo nord e sud, del complesso retrostante, è caratterizzato da 3 falde; quello ovest invece da 4 falde per la porzione su due livelli e un'unica falda nella parte ad un solo piano.

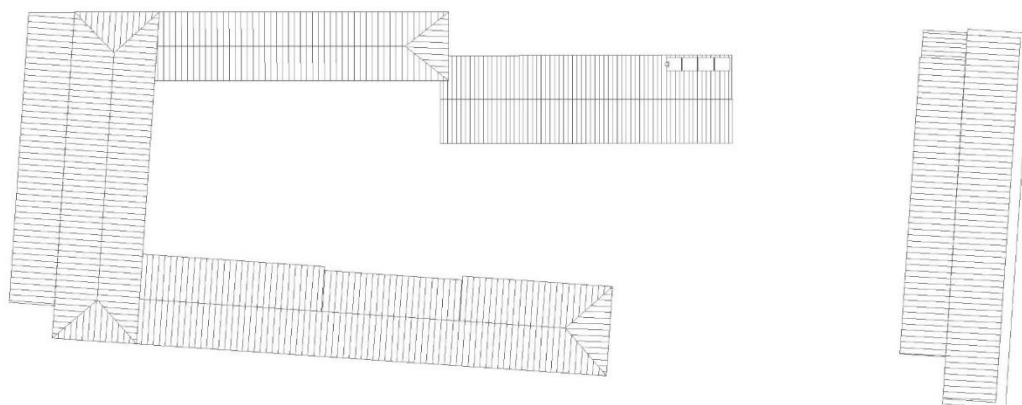


Figura 4.11 Pianta coperture

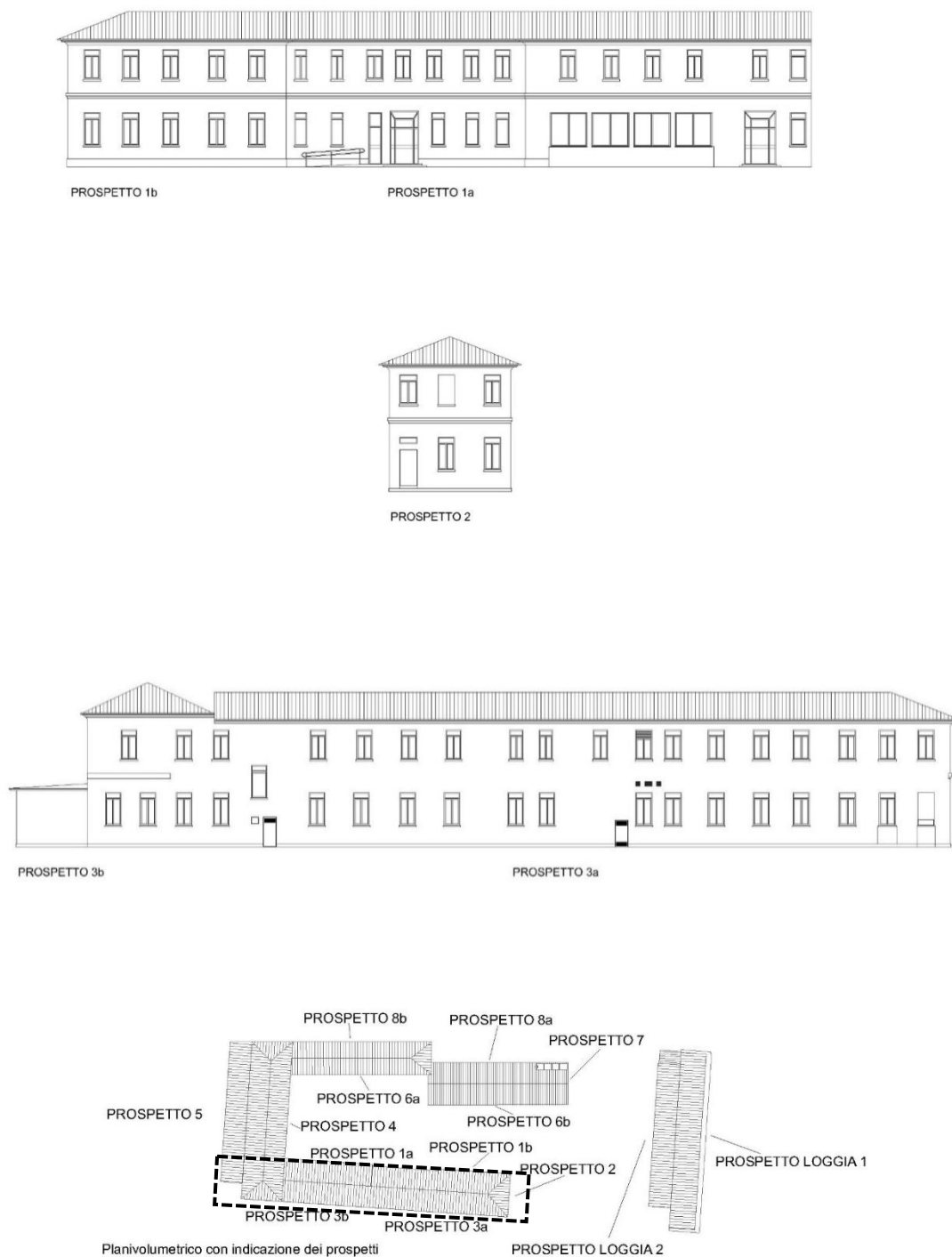
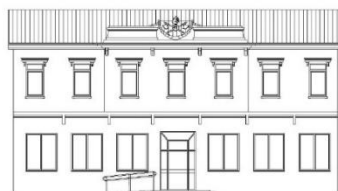
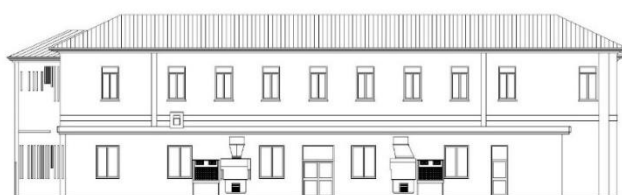


Figura 4.12 Prospetti blocco sud



PROSPETTO 4



PROSPETTO 5

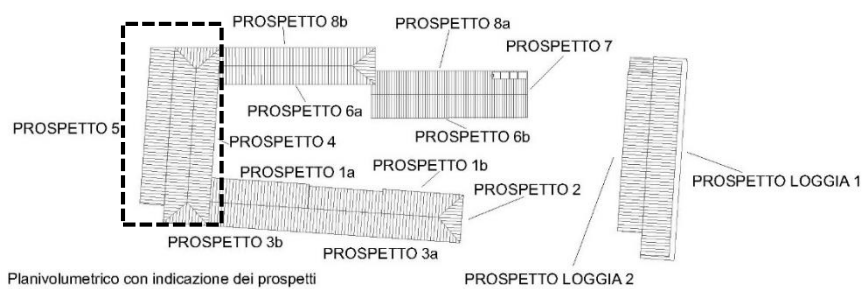


Figura 4.13 Prospetti blocco ovest

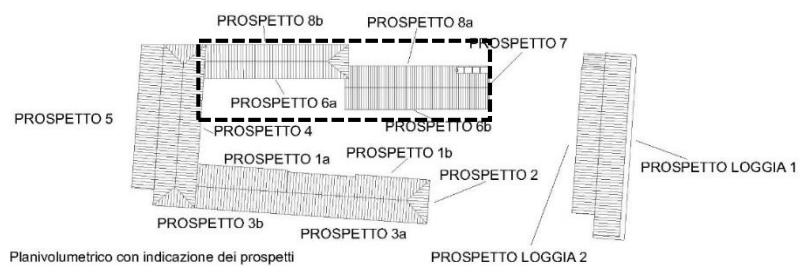
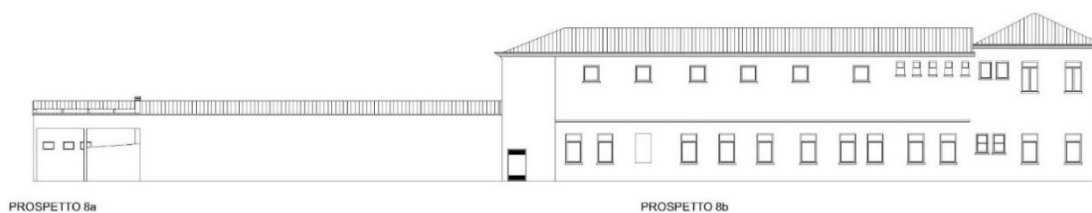


Figura 4.14 Prospetti blocco nord

4.4 Sezioni

Di seguito si propongono fuori scala le sezioni principali attraverso le quali è stato possibile comprendere l'organizzazione in elevazione degli spazi principali della Loggia Amulea e del complesso alle sue spalle (Tav. 4.31 a 4.34).

Della Loggia sono state eseguite due sezioni trasversali in direzione est-ovest e riguardano una la zona nobile e una la scala di servizio. Con queste due sezioni si capisce non solo la differenza altimetrica degli spazi interni in relazione alla loro importanza ma anche la struttura completamente in legno dei solai intermedi e della copertura. Nella prima sezione (figura 4.16) oltre al piano terra porticato e al primo livello loggiato corrispondenti alla metà di destra della sezione è possibile apprezzare, una rampa dello scalone d'onore che dal piano terra porta al piano nobile e la zona del pianerottolo. Nella seconda sezione (figura 4.17) si vedono, invece, la scala di servizio ricostruita nel 1962 che serve i piani ammezzati dove si trovano gli uffici.

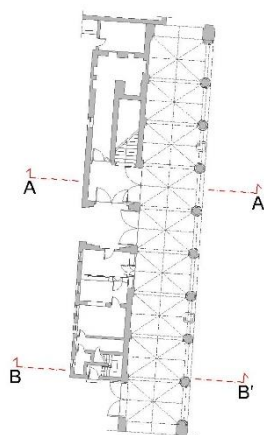
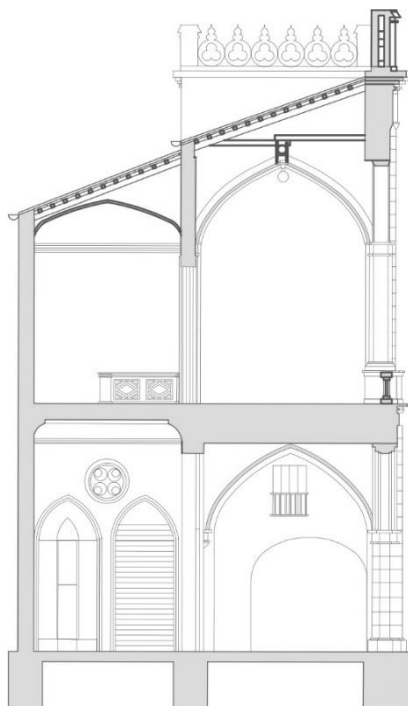
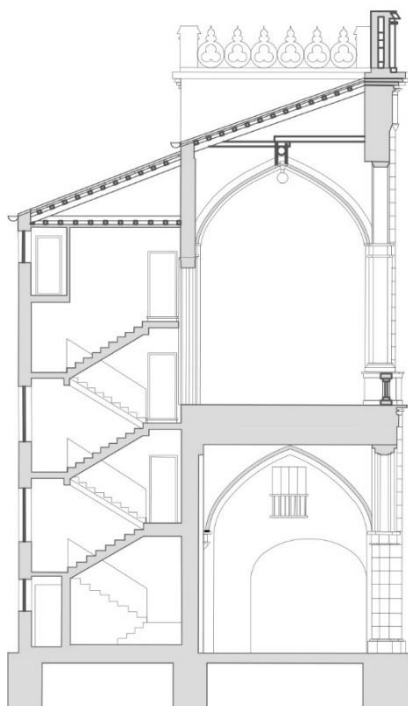


Figura 4.15 Indicatore dei piani di sezione



SEZIONE LOGGIA A - A'

Figura 4.16



SEZIONE LOGGIA B - B'

Figura 4.17

In merito complesso che si trova alle spalle della Loggia Amulea sono riportate qui sotto tre sezione significative, che mostrano sia la struttura di copertura (caratterizzata da capriate lignee) sia l'altezza degli spazi interni che però nella realtà è notevolmente ridotta a causa della presenza dei controsoffitti posti circa un metro più in basso del solaio.

I piani di sezione tagliano il complesso trasversalmente in direzione nord-sud ad eccezione della sezione E-E' (figura 4.20) che invece è in direzione est- ovest e riguarda la porzione interessata negli anni Novanta dal rifacimento del solaio intermedio.

Le fondazioni sono state ipotizzate solo per quei manufatti di cui sono state reperite tavole grafiche o capitolati di spesa con dettagliate descrizioni, mentre si è preferito tracciare una linea di terra orizzontale per quelle porzioni di cui non si disponeva di informazioni sufficienti.

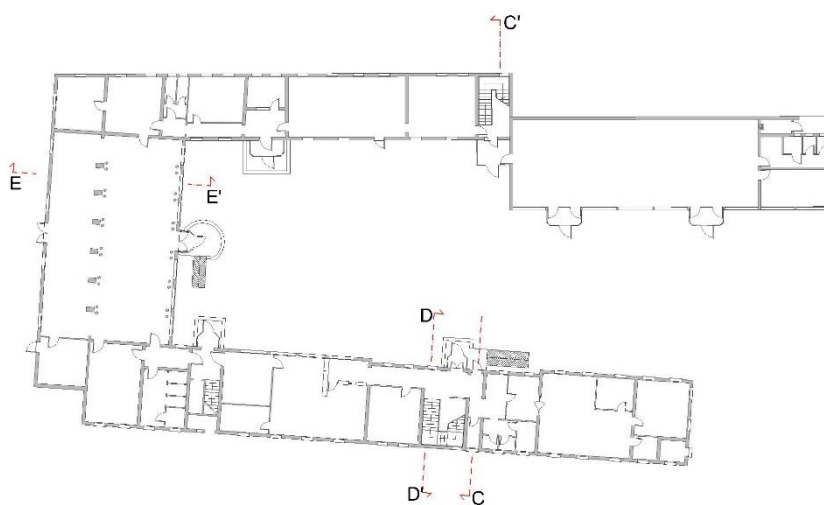
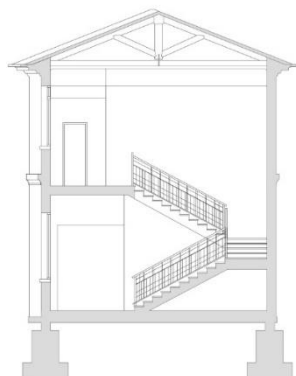
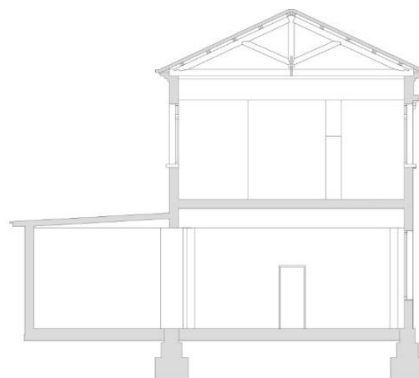


Figura 4.18 Indicatore dei piani di sezione



SEZIONE D - D'

Figura 4.19



SEZIONE E - E'

Figura 4.20



SEZIONE C - C'

Figura 4.21

4.5 Ricostruzione virtuale in 3d dell'area

A completamento della parte relativa al rilievo geometrico è stato elaborato un modello tridimensionale dello stato di fatto ricavato da piante, prospetti e sezioni riportati sopra. Questo permette inoltre di confrontare lo stato di fatto attuale con i modelli tridimensionali delle fasi storiche proposti nel capitolo 2.



Figura 4.22 - Ricostruzione virtuale in 3d, vista da nord est



Figura 4.23 Ricostruzione virtuale in 3d, vista da nord ovest



1



2



3



4



5



6

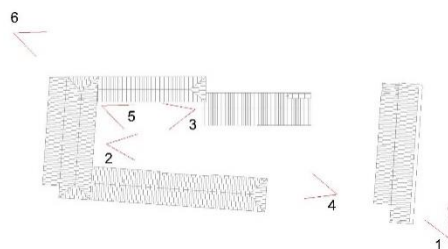


Figura 4.22 Ricostruzione virtuale in 3d, viste della Loggia e del complesso retrostante

**CAPITOLO V – ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL
COMPORTAMENTO STRUTTURALE CON INDICAZIONE DEI
DANNI**

5.1 Unità Strutturali e Unità Minime di Intervento

Prima di descrivere le caratteristiche strutturali del manufatto oggetto di questa tesi è necessario comprendere cosa sono e quali sono le U.S e le U.M.I. Con unità strutturale (U.S) si intende l'insieme delle cellule collegate tra loro in pianta ed in elevazione da un comune processo costruttivo. L'unità strutturale deve avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda la distribuzione dei carichi verticali e deve essere delimitata da spazi aperti, da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi.¹

Sono state riconosciute complessivamente 6 unità strutturali (figura 5.01), ciascuna differente dall'altra per almeno una delle seguenti caratteristiche: tipologia costruttiva e materiali, presenza di giunti o sfalsamento dei solai. La Loggia è una unità strutturale a sè stante dal momento che si trova isolata, mentre relativamente al complesso retrostante sono state individuate 5 unità strutturali di cui: U.S.2 e U.S.5 con le medesime caratteristiche costruttive-strutturali, U.S.3 è in muratura ad un piano, U.S.4 è caratterizzata da una struttura portante mista acciaio-calcestruzzo che serve a sostenere il solaio intermedio, infine U.S.6 è costituita da una struttura a telaio in calcestruzzo armato ad un solo piano.

Il fatto che siano state individuate ben 6 unità strutturali trova giustificazione nella storia evolutiva dell'edificio, il quale fu ampliato in periodi successivi, in oltre mezzo secolo di storia, dunque con tecniche e conoscenze differenti.

Oltre alle unità strutturali sono state individuate anche le unità minime di intervento (U.M.I.) per le quali si prevede la possibilità di realizzare un intervento unitario e omogeneo in fase di cantierizzazione. Complessivamente le U.S. coincidono con le U.M.I. con la sola eccezione di U.S.3 e U.S.4 che sono state inglobate in un'unica unità minima di intervento data la configurazione in pianta ed in alzato di questa porzione (figura 5.02).

¹ NTC 2008, capitolo 8.7.1

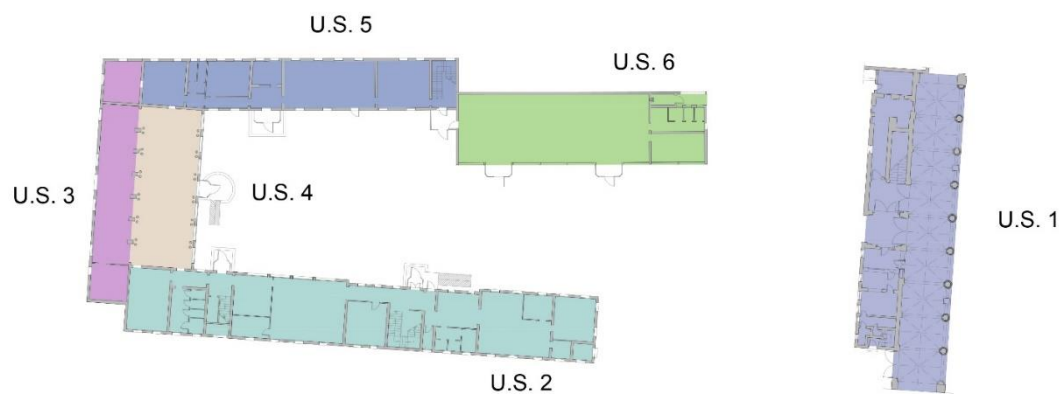


Figura 5.01 Unità strutturali

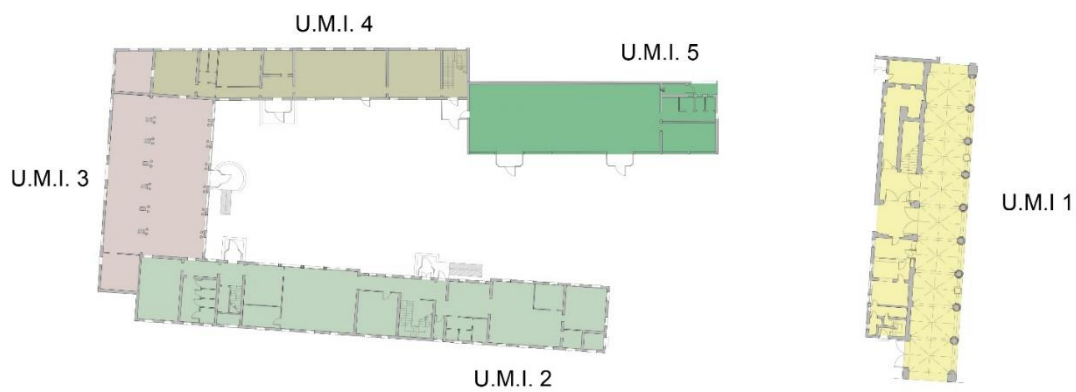


Figura 5.02 Unità minime di intervento

5.2 Rilievo strutturale

La conoscenza della struttura è un aspetto fondamentale ai fini dello studio della vulnerabilità sismica e del comportamento dell'edificio nei confronti delle sollecitazioni

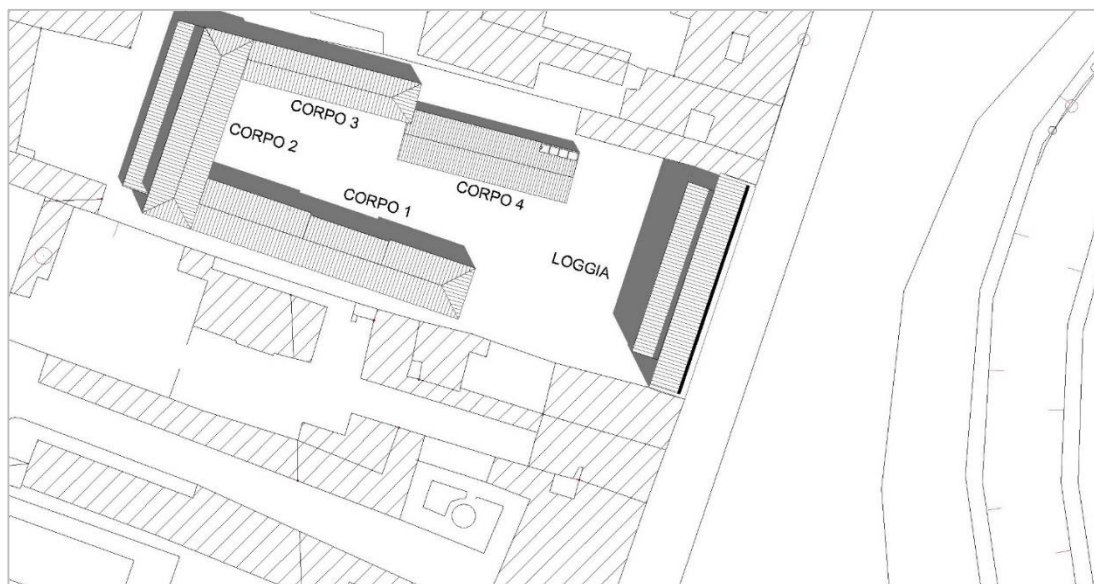


Figura 5.03 Planivolumetrico del caso studio

esterne. In queste pagine sono descritte la struttura, i materiali impiegati (per le porzioni di cui è stato possibile ottenere informazioni dettagliate), le tecniche costruttive e le fasi costruttive. Tali aspetti sono stati ricavati dal sopralluogo in sito, dal rilievo fotografico, e dalla documentazione storica disponibile in Archivio di Stato di Padova² e nell'Archivio Generale del Comune. In merito alla Loggia si dispone di dati abbastanza certi poiché ricavati dal capitolato originale e da ispezioni visive delle parti accessibili. Per quel che riguarda invece il complesso retrostante sono state formulate soprattutto delle ipotesi. Sono però proprio le Linee Guida che affermano l'importanza di studiare la storia e l'evoluzione della struttura nel caso non sia possibile approfondire le indagini.

5.2.1 La Loggia Amulea

La Loggia Amulea, come si è già detto, è stata realizzata su progetto di Eugenio Maestri a partire dal 1858 e completata nel 1861. Si tratta di una struttura realizzata completamente in muratura con decorazioni in cotto e in marmo. La pianta è regolare

² ASPd, *Atti Comunali*, 24 agosto 1832.
ASPd, *Atti Comunali*, b. 2253, 1858.

e di forma rettangolare e nella porzione est, che affaccia su Prato della Valle, si sviluppa un loggiato su due livelli scandito da nove arcate per piano, mentre nella parte ovest si trovano la sala di rappresentanza e gli uffici.

Le dimensioni della Loggia sono imponenti: larga circa 40m, alto 19m e profonda 11.40m, ma per realizzarla furono necessarie alcune demolizioni a causa della presenza delle macerie del vecchio Collegio Amuleo caduto in rovina in seguito ad un incendio.

Nei documenti consultati in Archivio di Stato di Padova si legge che era necessario prevedere le seguenti opere di demolizione prima di iniziare i lavori di costruzione della Loggia³:

- " Di muro da demolirsi dell'attuale mura di cinta delle dimensioni 39.63 x 3.13 x 0.26, detratti due fori di porta della complessiva cubatura di mt³: 11.90 x 0.28 [...]
- Dei due pilastri sostenenti i due archi residui del vecchio portico uno a destra che guarda il prospetto di mt³: 4 x 1.60 x 0.52, l'altro a sinistra di mt.³: 4 x 0.8 x 0.52
- Dei 4 vecchi pilastri ognuno di mt³: 3.05 x 1.12 x 0.80
- Dei due frammenti di muro superiori ai [...] pilastri, i quali avuto riguardo alla necessità di provvisoria armatura
- Del muro interno formato da parte rettangolare inferiore mt³: 5.50 x 3.80 x 0.52 diminuita di foro di mt³: 5.03; e da una parte triangolare superiore di mt³: 10 x 5.70 x 0.76⁴.

Nello stesso documento è anche contenuta una descrizione di come dovevano essere eseguite le fondazioni:

- "Di terra da scavarsi di 3° qualità adoperando costantemente il picco per far spazio alle fondazioni sotto all'intera linea del prospetto e sotto quella della mura opposta alla profondità costante di mt: 1.50
- Di zatterone a doppia grossezza di scorzoni ponte Larice del Cadore da disporsi sotto tutta la superficie delle fondazioni
- Di muro in fondazione pella nuova cinta profondo mt 1.50, largo mt 1.04, lungo mt: 39.63; pel prospetto largo mt: 0.90 pei vuoti degli archi, prof. 1.50 e conformato ad archi supini, e sotto i pilastri largo mt 1.40 in quadro, prof. 1.50.

³ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2253. E. Maestri, *Descrizione delle opere occorrenti per l'erezione della nuova Loggia Amulea in Prato della Valle*, ms. Padova 8 maggio 1858.

⁴ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2253, 1858.

Dei nominati mt^3 124.99 saranno fatti coi quadrelli ricavati dalle demolizioni di mt^3 70.97 [...].

Il rimanente cioè mt^3 54.02 con quadrelli nuovi.

- Di terra da scavarsi per dar luogo alle fondazioni dei muri della scala perimetrali e divisorio, pei primi delle dimensioni 28.50 x 0.58 x 1, pel secondo mt^3 7.50 x 0.52 x 1, considerata come di 3° qualità
- Di muro in fondazione delle dimensioni dello scavo di terra da farsi con quadrelli nuovi”⁵

Sempre da questo documento è possibile ricavare interessanti informazioni sul piano inferiore e superiore della Loggia.

Alzato – Piano inferiore

- “Macigno delle cave di Montemerlo delle quali n°: 8 intere e due mezze (riferito ai pilastri del porticato) lavorate a martello di dente fino, e sagomato come in disegno ciascuna mt^3 0.50 di pietra greggia larga e grossa mt 1 ed alta 0.50 [...]
- Di muratura diligentemente costruita in calce e sabbia pei pilastri ottagoni ognuno di base mt^2 : 0.56 e d'altezza mt 2.75
- Capitelli dei pilastri in pietra macigno di Montemerlo dei quali n°: 8 interi e due mezzi lavorati [...] e sagomati come in disegno ognuno mt^3 : 0.605 di pietra greggia delle dimensioni di mt^3 : 1.10 x 1.10 x 0.50 [...]
- Di muratura diligentemente eseguita pei due pilastroni d'angolo ognuno largo mt 1.05 compresa una lesena 0.15 a dritto muro, grosso mt 0.95 ed alto mt 8.35
- Pezzi di pietra macigno di Montemerlo lavorati come sopra e sagomati come in disegno per la formazione del rivestimento [...] dei due pilastroni per ogni faccia mt^2 0.45 x 1.10 = 0.495 di pietra lavorata e [...]
- Lineari di volta della lunghezza di mt 0.78 e dello spessore di mt 0.35 pella costruzione dei nove archi del portico, da farsi con cunei di terra cotta espressamente sagomati [...]
- Di muratura da costruirsi superiormente agli archi fino al piano della Loggia della costante grossezza di mt. 0.78 in calce e sabbia
- Lineari di terra cotta sagomato come in disegno per formare le n° 9 formelle interposte agli archivolti ognuna in n° 4 pezzi alti e larghi mt 0.50 [...]

⁵ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2253, 1858.

- Di cornice di terra cotta sagomata ad archetti e tori alta mt 0.40 [...]
- Mensoline di terra cotta sorreggenti gli archetti della cornice
- Di muratura nuova da costruirsi pella mura [...] verso corte con tre aperture ad arco acuto come quelle del prospetto dello spessore di mt 0.65
- Di solaio lungo mt 39.65 largo mt 5 da formarsi con legni Abete Cadore posti alla distanza da asse ad asse di mt 0.48, coperto da ponti netti pure del Cadore da 0.10 livellati ed inchiodati con tre chiodi [...] ad ogni incastro con le travi
- Di soffitto piano sotto il solaio indipendente dallo stesso con scheletro di travi ad ordimento di $\frac{1}{2}$ piane sotto cui le arelle tessute e cucite a fil di rame intonacato a calce e sabbia a due mani, una greggia, una fina ed imbiancate
- Per presidiare le tre aperture d'ingresso alla Loggia ed alla Corte: raggi di riga di ferro da formarsi con arpioni al contorno degli archi [...]
- Di ferro lavorato per tutte e tre le imposte d'appoggio e sicurezza di piombo per fermare gli arpioni nei pezzi macigno per impiombarvi le 6 lamine per ogni serramento, lavorati e posti in opera in muro, lunghi ognuno 0.50, grossi 0.30 [...].”⁶

Si può leggere infine l'ammontare della spesa complessiva per la realizzazione del piano terra, che era stato stimato in L. 14794.78.

Per il piano superiore si prevede invece l'impiego:

- “Di muratura nuova pei due pilastri d'angolo in continuazione di quelli inferiori delle dimensioni ciascuno 1.05 x 0.80 x 8.60”
- Pezzi macigno lavorati a martello di dente fino per rivestimento alle basi dei due pilastri [...]
- Di muratura in cotto calce e sabbia per la costruzione dei n° 9 piedistalli dei superiori piedritti n° 8 interi e due mezzi ciascuno delle dimensioni mt: 1.05 x 0.9x 1
- Lineari di traforo pel poggiolo compresi i 9 pezzi di rivestimento dei piedistalli dell'altezza di mt. 0.50 da formarsi in pezzi di terra cotta [...] lavorati.
- [...]
- Di macigno Montemerlo cioè n° 8 intere e due mezze pei piedritti della loggia superiore sagomato come in disegno e lavorate a martello di dente fino [...]

⁶ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2253, 1858.

- Piedritti macigno Montemerlo lavorati e sopra sagomati come in disegno formati da 2 ½ colonne e due lesene per ognuno dei quali: mt.³ 1.98 pietra greggia delle dimensioni 3.10 x 0.80 x 0.80 [...]
- Capitelli in pietra macigno Montemerlo pei superiori piedritti n°8 dei quali interi e due mezzi lavorati come sopra e sagomati come in disegno. Per ognuno mt.³ 0.412 pietra greggia delle dimensioni 1.10 x 0.75 x 0.50 [...]
- Archi con superiori archivolti da costruirsi i primi con cunei di terra cotta sagomati a [...], lunghi mt. 0.52, alti mt. 0.30 ed altezza mt. 7.50 la lunghezza sviluppata di ciascun arco è 8.50 [...]
- Di muratura in cotto da costruirsi sopra gli archi suddetti fino alla sommità della cornice lunga mt. 38 detratti i già calcolati pilastri dello spessore di mt. 0.45
- Lineari di terra cotta sagomata per la costruzione delle n° 9 rose negli interarchi ciascuna in 4 pezzi lungo ognuno mt. 0.50 largo mt. 0.50
- Lineari di terra cotta per la formazione della grande cornice, in 4 zone alte ognuna mt. 0.30, lunghe mt. 0.40 [...]
- Di muratura pella costruzione delle merlature grossa mt. 0.26
- [...]
- Di muratura nuova pella costruzione del muro verso corte diminuito di foro grande di porta della grossezza di mt. 0.52
- Di coperto della Loggia lungo mt. 39.63 largo mt. 6.50 con ossatura a Corde abete del Cadore [...] poste alla distanza [...] con morali a distanza di pianelle e coppi
- Di soffitto sotto il coperto però indipendente, con scheletro di travi, ordimento di ½ piane sotto cui le arelle tessute e cucite a fil di rame intonacato a calce e sabbia a due mani, una greggia, una fina ed imbiancate”⁷

Inoltre in una nota dell'I.R. Ufficio delle pubbliche Costruzioni, in data 29 settembre 1858 n°: 3625⁸ si legge che il manufatto dovrà presentare le seguenti caratteristiche:

- “Di soffitto costruito a volta crociera indipendente dall'ossatura del solaio nel piano inferiore, e dal coperto nel superiore impiegando Ponte Abete del Cadore con arelle tessute e cucite a fil di rame intonacato a calce e sabbia a due mani l'una greggi, l'altra fina ed imbiancatura [...]

⁷ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2253, 1858.

⁸ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2253. E. Maestri, *Descrizione delle opere occorrenti per l'erezione della nuova Loggia Amulea in Prato della Valle*, ms. Padova 8 maggio 1858.

- Di solaio costruito come il primo ma con travi larice [...]
- Pella costruzione delle due stanze una sovrapposta all'altra dirimpetto alla scala occorre:
 - [...]
 - Di muro in fondazione largo mt 0.80 profondo mt.1
 - Di muro sopra fondazione fino ad arrivare al tetto per l'altezza di mt 14 e della grossezza di quadrelli 1½
 - Di pavimento semplice di legname abete, cioè morali, e ponti [...] disponendo i morali mt 0.40 distanti da asse ad asse e con incastro nei ponti suddetti”
 - Di soffitto piano pelle due stanze suddette
 - [...]
 - Di Contorno Costoza Val di Sole, pei due fori di porta delle due dette stanze sagomate alle due forme in muro di quadrello [...]
 - Lineari di contorno pure Costoza Val di Sole per n° 4 finestre, due per stanza, sagomato dietro apposito dettaglio
 - Di intonaco a calce e sabbia con greggio per prima mano ed in relazione allo stile della loggia
 - Di intonaco a calce e sabbia con greggio per prima mano
 - [...]”⁹.

Sempre nel preventivo di spesa datato 8 maggio 1858, si trova una dettagliata descrizione (come già per il piano inferiore e superiore) dello scalone d'onore per cui si prevedono le seguenti opere:

- “Di muratura da costruirsi nuova pei muri perimetrali e divisorio della scala, i primi grossi mt 0.52, il secondo mt 0.40
- Di selciato macigno [...] delle cave di Montemerlo sotto al vestibolo della scala per ove entrano le carrozze
- Di selciato in quadri di pietra macigno delle cave di Montemerlo ai tre pianerottoli della scala stessa
- Di solaio ai due pianerottoli cioè a quello dopo la prima rampa delle dimensioni 4.50 x 2, l'altro in capo di scala di mt³: 7.50 x 4.50 formato con legname abete di Cadore cioè travi [...] disposte a mt 0.60 l'una dall'altra [...]

⁹ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2253, 1858.

- Gradini macigno lavorati a martello di dente fino, con cordone ciascuno largo mt 0.35, alto mt 0.155, lungo mt 2.25
- Di soffitto piano alla scala ed ai tre pianerottoli con scheletro di travi dove occorre, ordimento di $\frac{1}{2}$ piano sotto cui le arelle tessute con fil di rame intonacato a calce e sabbia a due mani l'una greggia, l'altra fina con imbiancamento
- Di coperto in continuazione a quello della Loggia ed identicamente".¹⁰

Riassumendo le caratteristiche strutturali della Loggia Amulea si è rilevato che l'intera struttura è in muratura con caratteristiche di buona qualità rispetto ai parametri della regola dell'arte, i solai del piano nobile e dei livelli ammezzati sono in legno ad orditura singola, costituiti da travi di abete del Cadore con interasse di 48 cm su cui è inchiodato un tavolato sopra il quale si imposta il pavimento. Le volte degli ambienti principali e del loggiato non sono strutturali ma realizzate in canniccio e fissate a livello degli orizzontamenti con ancoraggi lignei; gli ammezzati e i vani secondari hanno invece un controsoffitto piano sempre realizzato in legno.

La struttura portante è rappresentata dai pilastri in facciata (su cui si impostano le arcate), dal setto centrale alle spalle del doppio livello loggiato, dalla parete che dà sulla corte interna e dai muri di spina.

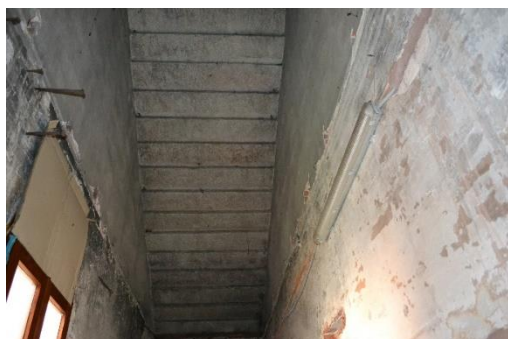


Figura 5.04 Struttura scalone d'onore



Figura 5.05 Gradini in pietra dello Scalone d'onore



Figura 5.06 Apertura tamponata nel sottoscala



Figura 5.07 Tessitura muraria, sottoscala

¹⁰ ASPd, *Atti Comunali*, b. 2253, 1858.

La scala è realizzata con gradini in pietra ancorati alle murature d'ambito e al setto centrale della rampa. Il pianerottolo, anch'esso in pietra macigno poggia su una struttura di travi in legno che, però, non sono state ispezionate poiché proprio l'area sotto il pianerottolo è voltata a botte e intonacata. Dal sopralluogo si è inoltre rilevata la presenza di quattro aperture tamponate in questo magazzino-sottoscala. Una peculiarità delle aperture del piano nobile e degli ambienti principali della Loggia è che sono ad arco a sesto acuto, invece i controsoffitti in canniccio del porticato al piano terra e del loggiato superiore sono realizzati con volte a crociera.

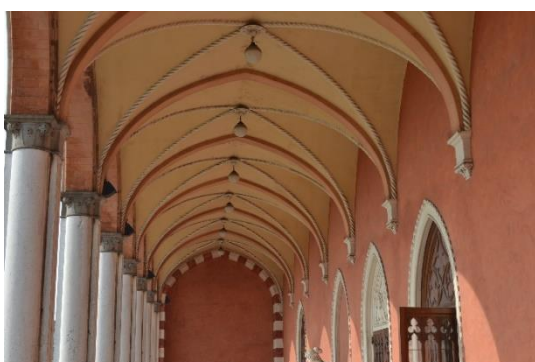


Figura 5.08 Volte a crociera del loggiato

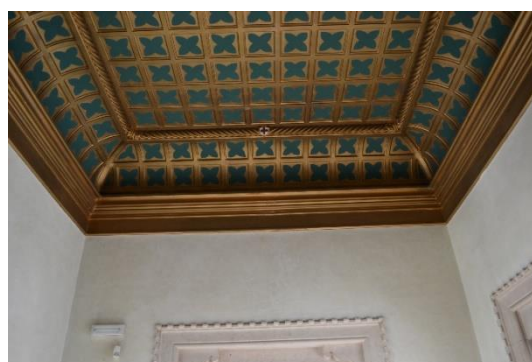


Figura 5.09 Volta a padiglione della sala principale del piano nobile

Nonostante tutti gli ambienti siano intonacati oppure rivestiti con paramenti in pietra o cotto è stato possibile valutare la qualità muraria sia nel magazzino sottoscala dove mancavano ampie porzioni di intonaco (figura 5.07), sia nel sottotetto dove si è potuta anche apprezzare la struttura lignea con travi e travicelli e il sistema di ancoraggio realizzato per sostenere le volte in canniccio (figure 5.10-5.11).



Figura 5.10 Struttura di copertura e sistema di controsoffittatura piana



Figura 5.11 Struttura di copertura e sistema di volte a crociera in canniccio e relativi ancoraggi

Non è stata rilevata, invece, la presenza di cavetti o travi fuori spessore, né tanto meno di sono tiranti o catene per contrastare la spinta di archi e volte.

La scala secondaria posta a sud, a servizio dei piani ammezzati, è stata realizzata solo nel 1962, con struttura in calcestruzzo, in sostituzione di quella originaria. La copertura è costituita da due falde, ad unica inclinazione, sostenute da travi in legno con interasse regolare e un pacchetto costruttivo completato da morali, tavelle in cotto, manto impermeabilizzante e coppi.



Figura 5.12 Tessitura muraria, sottotetto



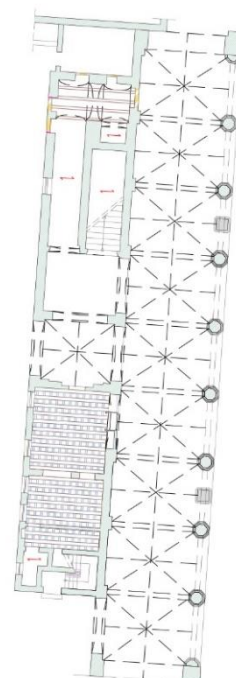
Figura 5.13 Scala secondaria

Il prospetto posteriore della Loggia presenta maschi murari a tutta altezza che nella parte sud risultano essere di ridotte dimensioni e quindi vulnerabili. In questa parte dell'edificio a partire dal 1939 fu costruito, inoltre, un castello di manovra che doveva servire alle esercitazioni dei pompieri; questo era realizzato completamente in calcestruzzo armato e addossato alla preesistenza. Non è chiaro, però, in che modo questo "castello" fosse agganciato alla Loggia e soprattutto non si conoscono le eventuali alterazioni del comportamento strutturale in seguito al collegamento tra le strutture.

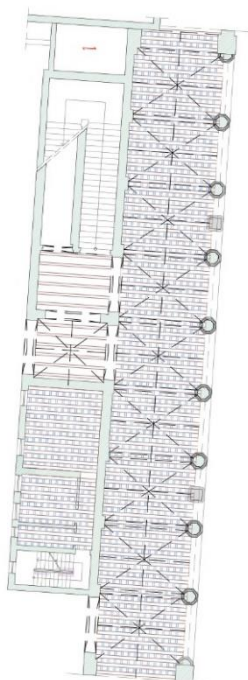
In merito alle informazioni riportate in queste pagine si veda l'appendice al capitolo 5, di seguito invece è riportato lo schema strutturale della Loggia Amulea.

LEGENDA

-  archivolto
-  basamento in pietra
-  murali in legno
-  muratura di tamponamento
-  muratura portante
-  solaio ligneo
-  trave in legno
-  volta a botte ribassata in canniccio
-  volta a crociera in canniccio
-  volta a padiglione in canniccio

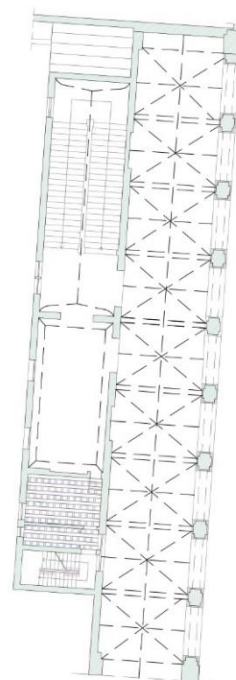


PRIMO ORIZZONTAMENTO
orditura solaio piano terra e proiezione delle volte del por



ricato

SECONDO ORIZZONTAMENTO
orditura solaio del primo piano ammezzato e del solaio del porticato



TERZO ORIZZONTAMENTO
orditura solaio di un vano secondario del piano nobile e proiezione delle volte del piano loggiato

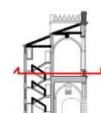


Figura 5.14 Rilievo costruttivo strutturale Loggia Amulea

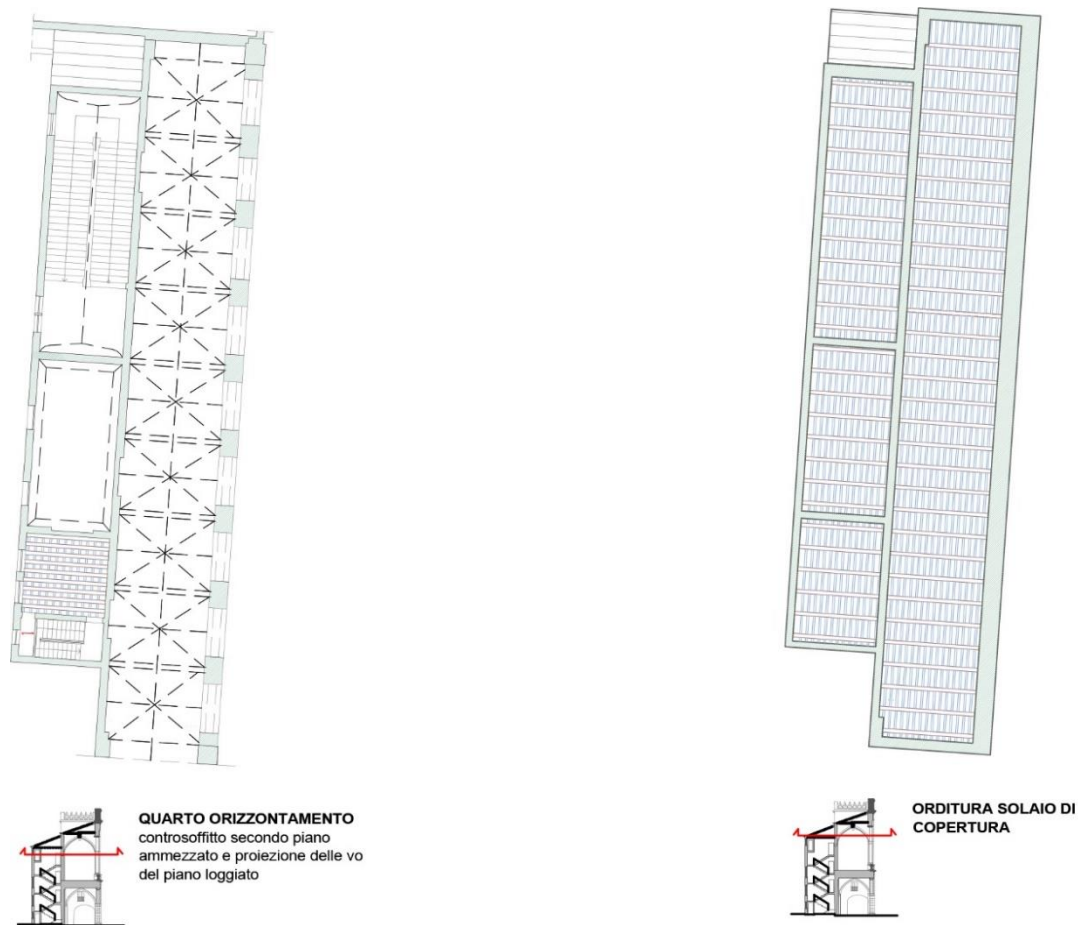


Figura 5.15 Rilievo costruttivo strutturale Loggia Amulea

5.5.2 Il complesso retrostante la Loggia Amulea

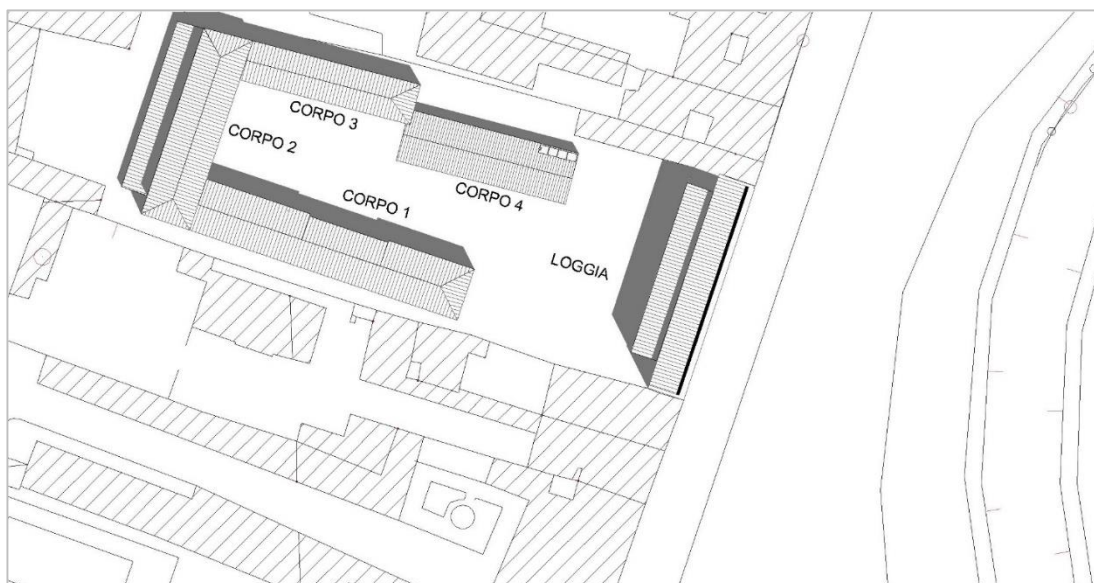


Figura 5.16 Planivolumetrico del caso studio

Il complesso retrostante la Loggia Amulea presenta delle caratteristiche strutturali relativamente omogenee nel *corpo 1,2,3* (figura 5.16), mentre il *corpo 4* ha caratteristiche morfologiche, compositive e strutturali differenti rispetto agli altri.

Il complesso, come già accennato sopra, fu realizzato in periodi successivi: il *corpo 1* risale al 1906 e ospitava la sede dei Vigili del Fuoco (con dormitori, uffici e stalla per i cavalli). Con l'ampliamento del 1939 fu aggiunto invece il *corpo 2* (il cui solaio intermedio e la relativa struttura portante sono stati rifatti con un intervento del 1999) e le officine per gli automezzi che corrispondevano al *corpo 3* (originariamente ad un solo piano). Già nel 1939 si ha notizia dell'esistenza del castello di manovra in cemento armato costruito a ridosso della Loggia Amulea, di cui si è accennato sopra. Con l'intervento del 1962 fu realizzata la sopraelevazione del *corpo 3* e il relativo vano scale per accedervi (posto nell'estremità est del blocco), inoltre venne realizzata una struttura a telaio in cemento armato ad un piano (*corpo 4*) che originariamente era utilizzata come deposito degli automezzi.

Per quanto riguarda questi manufatti non si hanno informazioni precise ma è comunque possibile fare delle ipotesi.

Corpo 1: si sviluppa su due piani fuori terra, con struttura portante in muratura di buona qualità (figura 5.17) caratterizzata da maschi murari e setti a tutta altezza. Il piano terra è completamente controsoffittato con listelli metallici ma è verosimile

ipotizzare un solaio ligneo costituito da una orditura principale, di travi poste a distanza di circa 2,5 m l'una dall'altra, e da una orditura secondaria. È probabile che nell'intercapedine interposta tra il controsoffitto ed il solaio siano collocati gli impianti per il riscaldamento e per il trattamento dell'aria.

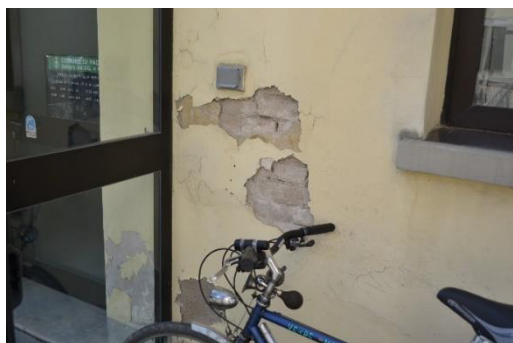


Figura 5.17 Tipologia muraria "corpo 1"



Figura 5.18 Aperture parzialmente tamponate, vecchi garage delle autobotti

Lo stesso tipo di controsoffitto si ripete al piano primo, anche se, dai documenti reperiti in Archivio Generale, è praticamente certa la presenza di capriate lignee a sostegno della copertura (figura 5.19). Inoltre, secondo quanto affermato dagli impiegati degli uffici, al sistema di copertura dovrebbero essere appesi gli impianti necessari al funzionamento della struttura; tale affermazione trova conferma nella situazione che si presenta negli spogliatoi degli agenti, dove il controsoffitto risulta pericolosamente inflesso a causa di carichi verticali concentrati in quel punto (figura 5.20). L'allineamento delle aperture tra piano terra e primo consente di individuare nei

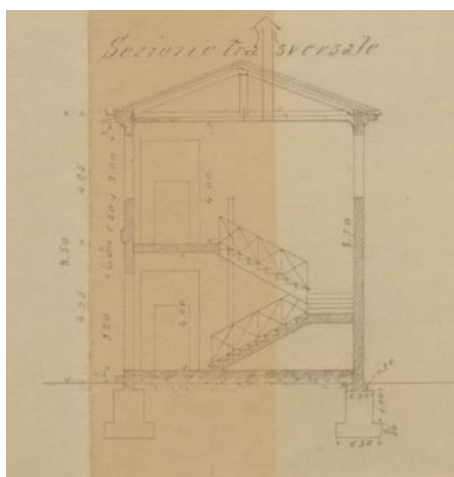


Figura 5.19 Sezione trasversale "corpo 1", 1906



Figura 5.20 Controsoffitto inflesso a causa di sovraccarichi verticali concentrati

prospetti una regolare alternanza di fasce di piano e maschi murari. Nella parte ovest, dove all'altezza delle tre grandi finestre, si ipotizza vi siano tre pilastri in muratura, che un tempo scandivano l'accesso ai depositi per le autobotti.

Corpo 2: realizzato nel 1939, ospitava al piano terra le rimesse per gli automezzi e al piano superiore i dormitori. La parte rivolta verso la corte si sviluppa su due piani e presenta al piano terra delle aperture parzialmente tamponate da cui un tempo entravano le autobotti. Il livello superiore è definito invece da finestre più strette, che davano luce alle camerate dei VVF. La parte posteriore di questo corpo di fabbrica è caratterizzata invece da una porzione ad un solo piano fuori terra. La struttura portante è su pilastri in c.a. con tamponamenti in muratura. Nel 1999 è stato realizzato un intervento di consolidamento e irrigidimento del solaio intermedio per realizzare



Figura 5.21 Sistema colonne binate affiancate a pilastri preesistenti in c.a.



Figura 5.22 Sistema colonne binate affiancate a pilastri preesistenti in c.a.

una struttura di rinforzo con travature d'acciaio di tipo IPE 400, lunghe 7 mt, accoppiate e affiancate, alle travi in calcestruzzo preesistenti.

Ciascuna trave poggia su colonne in acciaio del diametro di 194 mm che sono state fissate in sito previo rinforzo in fondazione. La ripartizione dei carichi avviene mediante cilindretti di acciaio, adattati alla situazione preesistente e con ferri piatti (barre cave a sezione rettangolare), per trasferire il nuovo carico alle travi di rinforzo. Superiormente si imposta un orizzontamento in lamiera grecata di acciaio zincato Metecno di 1mm di spessore, lamiera alta 10 mm, pannelli irrigidenti tipo sterling, ed il pavimento composto di sottopavimento a secco di spessore 25 mm a tre lastre di gesso, finiture, fascia perimetrale in fibra e pavimento piastrellato.¹¹ Si dichiara inoltre nella relazione di collaudo che la struttura, così realizzata è in grado di sopportare un carico massimo di 400 Kg/m².

¹¹ Relazione di collaudo, verbale di visita e certificato di collaudo statico, paragrafo 5.

La copertura del *corpo 2* non è stata ispezionata a causa della presenza in ogni vano di controsoffitti realizzati con listature metalliche, ma coerentemente con la tecnica

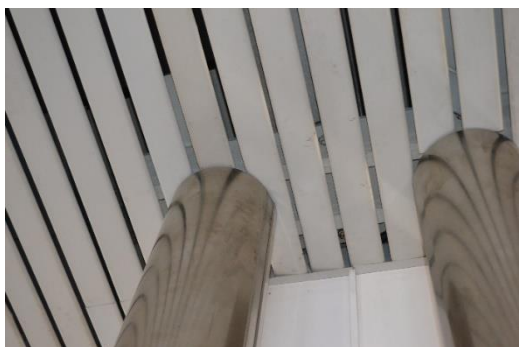


Figura 5.23 Sistema di ancoraggio travi-solaio



Figura 5.24 Lesione orizzontale dovuta alla presenza di un cordolo in c.a.

impiegata per il *corpo 1* è ipotizzabile una struttura non spingente di capriate lignee. La parte retrostante, ad un piano, è invece in muratura portante, con cordolo di chiusura in calcestruzzo armato. La presenza di questo elemento è stata ipotizzata osservando il quadro lesivo che mostra una profonda lesione orizzontale lungo tutta la facciata nel punto di contatto tra la muratura e il cordolo. La copertura piana si presume sia in latero-cemento impermeabilizzata con guaina bituminosa.

**INDAGINI SPERIMENTALI PRESSO ALA INTERNA OVEST DEL
COMPLESSO DELLA LOGGIA AMULEA
SITO IN PRATO DELLA VALLE**

4 EMME Prova N°1962/PD Date 04-12-98

CARICO Kg	CH. 1	CH. 2	CH. 3	CH. 4	CH. 9	CH.	CH.	CH.	TIME
1 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				15:24
2 700	0.00	0.00	0.12	0.11	0.02				15:31
3 1400	0.00	0.01	0,15	0.14	0.07				15:38
4 2100	0.01	0.01	0.20	0.18	0.14				15:42
5 2800	0.02	0.02	0.25	0.22	0.20				15:44
6 3150	0.02	0.02	0.28	0.24	0.24				15:58
7 0	0.00	0.00	0.02	0.01	0.03				16:43

POSIZIONAMENTO SENSORI:
 CH.1: Appoggio lato interno
 CH.2: Appoggio lato esterno
 CH.3: Mezzeria IPE
 CH.4: Luce quarti
 CH.9: Mezzeria trave c.a.

Figura 5.25 Prove di carico sul nuovo solaio, 1999

Corpo 3: analogamente al resto del complesso, anche il corpo3 presenta le medesime caratteristiche morfologico-compositive, con struttura in muratura portante. Originariamente il corpo di fabbrica era ad un solo piano e destinato ad officina, ma nel 1962 fu realizzata la sopraelevazione di un piano e la costruzione nella parte est di una scala con scheletro in acciaio (figura 5.27). Si ipotizza per il primo orizzontamento una struttura in legno con doppia orditura di travi mentre per la copertura è presumibile, invece, una struttura con capriate lignee, coerentemente con la soluzione impiegata negli altri corpi di fabbrica. Anche in questo caso la completa controsoffittatura, degli ambienti del piano terra e del piano primo, ha impedito di verificare se le ipotesi formulate sono vere. La regolarità e l'allineamento delle aperture permettono di individuare una buona distribuzione delle fasce di piano e dei maschi murari che tuttavia nel prospetto nord, all'altezza dei servizi igienici risultano di dimensioni ridotte (figura 5.26).



Figura 5.26 Maschi murari di ridotte dimensioni



Figura 5.27 Scala con struttura portante in acciaio

Corpo 4

Costruito nel 1962, e destinato originariamente ad autorimessa, risulta essere oggi un unico grande ambiente utilizzato ad uffici. Le aperture da cui entravano gli automezzi, sono state tamponate fino ad un metro di altezza e vetrate per la rimanente superficie. Il prospetto che affaccia sulla corte suggerisce, per questo blocco, una struttura portante su pilastri in calcestruzzo armato con solaio in laterocemento e travetti prefabbricati.



Figura 5.28 Prospetto principale



Figura 5.29 Struttura di copertura con travetti prefabbricati in calcestruzzo

Si riporta di seguito il rilievo strutturale della pianta del piano terra e del piano primo del complesso retrostante la Loggia Amulea.

LEGENDA











	muratura di tamponamento		solaio ligneo
	muratura portante		solaio in laterocemento
	partizione interna		trave in acciaio
	pilastro in acciaio		trave in calcestruzzo
	pilastro in calcestruzzo armato		trave in legno

Figura 5.30 Legenda-sistema costruttivo-strutturale



Figura 5.31 Pianta piano terra



Figura 5.32 Pianta piano primo

5.3 Rilievo critico

5.3.1 Vulnerabilità

Con il termine vulnerabilità si intende la possibilità che persone, edifici o attività subiscano danni o modificazioni in seguito ad un evento sismico; misura inoltre, da un lato la perdita o la riduzione di efficienza, dall'altro la capacità residua di svolgere le funzioni che il sistema assicurare in condizioni normali. Nel caso degli edifici la vulnerabilità dipende dai materiali, dalle caratteristiche costruttive e dallo stato di manutenzione, inoltre esprime la loro resistenza al sisma. Conoscere il grado di vulnerabilità permette di intervenire per migliorare il comportamento dei componenti strutturali e non, dell'edificio stesso.

Di seguito sono elencate una serie di vulnerabilità tipiche in caso di sisma.

- *Muri in comune con altre unità strutturali:* la Loggia Amulea presenta a nord e sud muri in comune con altre unità immobiliari. Non sono state condotte, tuttavia, indagini sufficienti per un'adeguata comprensione dell'interazione e del collegamento tra edifici vicini.
- *Presenza di canne fumarie nello spessore murario:* è un vuoto, quindi una debolezza del pannello murario. La Loggia Amulea e il complesso retrostante non presentano canne fumare nello spessore del muro ad eccezione del *corpo 4* che nel locale caldaie presenta una canna fumaria parzialmente compresa nello spessore del muro.
- *Presenza di nicchie:* la nicchia è una cavità nello spessore del muro ed è un aspetto importante da rilevare perché la riduzione della sezione resistente del muro può aumentare la concentrazioni di tensioni provocando danneggiamenti all'apparato strutturale.

Nella Loggia sono state rilevate 2 nicchie al piano terra nella zona degli uffici, mentre nel complesso retrostante è stata rilevata una piccola nicchia al piano primo del *corpo 1*, dove sono installati dei contatori.

- *Collegamenti vulnerabili:* sono quei collegamenti che per carenza di ammorsamento o differenza di materiali possono essere conseguenza di lesioni. In questo caso si pensi ai muri preesistenti su cui sono stati ancorati solai e/o coperture in epoche successive.
- *Elementi non strutturali vulnerabili:* sono quegli elementi che non hanno funzione strutturale ma che per la loro posizione, configurazione e tipologia possono manifestare un rischio per la vita umana. Appartengono

a questa categoria ad esempio le formelle in terracotta appese alla facciata della Loggia oppure le volte a crociera e a padiglione in canniccio appese al solaio ligneo e al tetto.



Figura 5.33 Nicchia

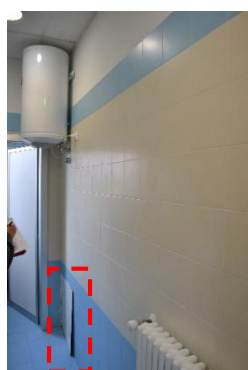


Figura 5.34 Nicchia



Figura 5.35 Collegamento vulnerabile

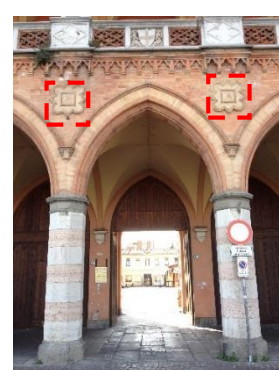


Figura 5.36 Elemento non strutturale vulnerabile

Per chiarire meglio questi aspetti è stato fatto uno studio in pianta evidenziando le vulnerabilità appena descritte.

- | | |
|---|---|
|  vulnerabilità: Martellamento |  Elementi puntuali non strutturali vulnerabili |
|  Apertura tamponata |  Sistema di volte non strutturali incanucciate |
|  Collegamento vulnerabile |  Muri in comune con altre unità immobiliari |
|  Maschi murari deboli |  Cordolo in c.a. su muratura |
|  Presenza di nicchie |  Soprelevazione |

Figura 5.37 Legenda-vulnerabilità



Figura 5.37 Loggia Amulea



Figura 5.38 Piano terra complesso retrostante

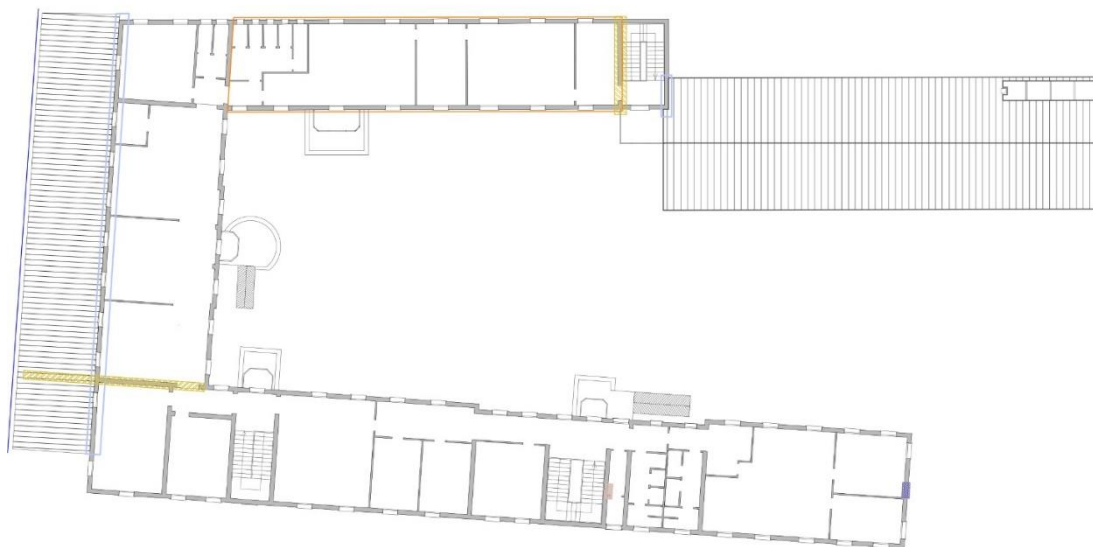


Figura 5.39 Piano primo complesso retrostante

Oltre che in pianta sono state individuate delle vulnerabilità in prospetto.

- *Allineamento verticale delle aperture*: il posizionamento in verticale delle aperture permette ai maschi murari di trasferire direttamente le forze in fondazione rispondendo in maniera adeguata alle sollecitazioni esterne. Sia per la Loggia che per il complesso retrostante le aperture sono essere allineate correttamente in fasce verticali. Talvolta, come nel il prospetto posteriore della Loggia, alcune aperture sono troppo vicine tra loro o prossime agli spigoli e dunque è necessario considerare i maschi murari vulnerabili, in quanto eccessivamente snelli.
- *Presenza di maschi murari di ridotte dimensioni*: fasce di muratura verticale che presentano continuità da cielo a terra e sono compresi tra due file di aperture. Trasferiscono i carichi verticali (carico gravitazionale, pesi propri e portati, etc.) e orizzontali (azione sismica, vento) in fondazione. Come già parzialmente affermato i maschi murari presentano dimensioni adeguate e continuità terra-cielo. Il prospetto della Loggia che affaccia su Prato della Valle è caratterizzato da una struttura a pilastri e arcate, per cui non è stato sottoposto ad analisi (anche se si è riscontrata simmetria e regolarità nella aperture). Per il prospetto posteriore le criticità sono rappresentate dalla presenza di alcuni maschi murari di dimensioni molto ridotte, a fronte di una altezza del prospetto di circa 12,70m. Il complesso retrostante presenta, invece, fasce verticali di dimensioni adeguate, anche se nel *corpo4*, a causa di finestre strette e ravvicinate che danno luce ai servizi igienici, alcuni maschi risultano di dimensioni ridotte.
- *Presenza di aperture tamponate o parzialmente tamponate*: è la chiusura totale o parziale di aperture preesistenti. Se il tamponamento non viene correttamente collegato e ammortato alle pareti portanti rappresenta una vulnerabilità in quanto suscettibile di ribaltamento in caso di sollecitazione sismica. Sono state rilevate alcune aperture tamponate al piano terra della Loggia in corrispondenza dello scalone d'onore. Inoltre per quel che riguarda il complesso retrostante, sono state parzialmente tamponate fino ad un'altezza di circa 1.10-1.20 m. quelle aperture che un tempo erano adibite a officina o depositi per le autobotti e gli altri mezzi di servizio.
- *Martellamento tra edifici adiacenti*: il fenomeno si manifesta quando la distanza che separa edifici adiacenti non è sufficiente ad evitarne la

collisione. Il danno può essere significativo fino a provocare in casi estremi il collasso della struttura. La presenza di unità immobiliari adibite ad uso residenziale affiancate e preesistenti alla Loggia Amulea, è un fattore di vulnerabilità poiché, questi edifici, hanno altezze diverse e solai posti a quote differenti rispetto alla Loggia. Anche nel complesso della Polizia Locale si possono manifestare fenomeni di martellamento a causa di altezze differenti dei corpi di fabbrica.

- *Discontinuità altimetrica*: irregolarità nell'altezza di un edificio da cui derivano fenomeni di martellamento o rotazioni relative tra le diverse parti costituenti il fabbricato stesso. Dall'analisi che è stata fatta si sono rilevate discontinuità altimetriche dovute ad elementi svettanti in particolare nel prospetto principale della Loggia che presenta, in sommità, una merlatura in pietra lavorata. Un altro elemento svettante è rappresentato dal cornicione che riporta lo stemma del corpo dei Vigili del Fuoco.
- Non risultano essere presenti invece *canne fumarie nello spessore* dei muri.

Per una analisi più dettagliata si richiama la visione delle tavole 5.07 e seguenti.

5.3.2 Rilievo critico dei danni, dei dissesti e dei degradi

Il rilievo del quadro fessurativo risulta di estrema importanza per definire eventuali criticità presenti, imputabili a carenze del sistema strutturale nei confronti di azioni ordinarie statiche o nei confronti dell'azione sismica. La presenza di un dissesto preesistente, imputabile a cause di natura statica (come cedimenti fondali, fuori piombo, carenze locali delle murature, tensioni eccessive) costituisce un elemento di vulnerabilità sismica aggiuntivo, in quanto il quadro fessurativo associato al dissesto può determinare un percorso preferenziale per le lesioni, e favorire, in caso di sisma, l'attivazione di meccanismi di collasso specifici.

Anche il degrado, in quanto forma di deperimento ed alterazione fisico-meccanica dei materiali costituenti, rappresenta una potenziale causa di vulnerabilità che, in caso di evento sismico, può condizionare la risposta sismica del fabbricato.

Dai sopralluoghi effettuati in sito, non sono stati rilevati fenomeni di danno o dissesto rilevanti, ma di seguito si riporta un resoconto delle osservazioni fatte.

5.3.2.1 La Loggia Amulea

Per quello che riguarda la Loggia si sono riscontrate negli ambienti del piano terra per lo più forme di degrado materico relativamente agli elementi lapidei alla base e sui fusti di alcuni pilastri del porticato. Al piano nobile i fenomeni di degrado riguardano ancora una volta il materiale lapideo del parapetto del loggiato, che in alcuni punti presenta disgregazioni e alveolizzazioni a causa degli agenti atmosferici. In certe aree è stata riscontrata la presenza di patine biologiche e macchie ma comunque si tratta di degradi circoscritti, ad eccezione dell'umidità di risalita che interessa il prospetto



Figura 5.40 Degrado parapetto



Figura 5.41 Degrado base colonna

posteriore della Loggia fino a circa un metro di altezza. Sono state rilevate anche delle fessure sulle volte e tra le pareti verticali e le volte in canniccio (figura 5.42). La sala principale del piano nobile non presenta lesioni al soffitto, ma alcune fessure

sono sul pavimento. Il quadro lesivo risulta essere marcato soprattutto sulle murature dove si appoggia la scala di servizio posta a sud. Si ricorda che queste questa rampa

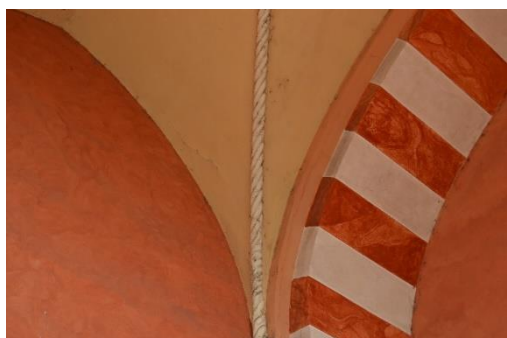


Figura 5.42 Fessura della volta



Figura 5.43 Lesione degli elementi in pietra

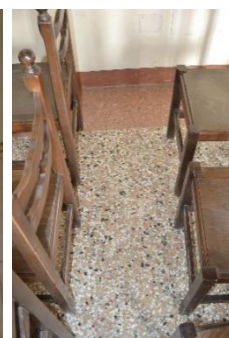


Figura 5.44 Lesione nel pavimento

di scale non coincide con quella originaria e potrebbe essere proprio questo il motivo di tali lesioni. Se infatti la scala, come sembra, è stata realizzata con struttura in c.a. allora le fessure sarebbero da ricondurre alla differente rigidità tra la muratura e il



Figura 5.45 Fessure diffuse



Figura 5.46 Fessura profonda



Figura 5.47 Fessura parete solaio

calcestruzzo o ad ammorsamenti non efficaci. Sempre nel vano scale è possibile notare l'assenza di ampie porzioni di intonaco al pian terreno a causa dell'umidità di risalita. All'altezza del secondo livello ammezzato le fessure risultano nella maggior parte diffuse sulla parete e in alcuni casi anche molto profonde, ma dal sopralluogo non sembrano essere passanti (figura 5.46-5.47).

Di seguito si riportano le piante delle due porzioni della Loggia (primo e secondo livello ammezzato) maggiormente interessate da lesioni anche gravi.



PRIMO PIANO AMMEZZATO

SECONDO PIANO AMMEZZATO

Figura 5.48 Quadro lesivo del primo e secondo livello ammezzato della Loggia








-  degrado materico
-  fessura diffusa sulla parete
-  fessura parete-solaio
-  fessura orizzontale
-  fessura verticale non passante
-  fessura profonda
-  umidità di risalita e infiltrazioni

Figura 5.49 Legenda-rilievo critico del danno e delle forme di degrado

5.3.2.2 Il complesso retrostante la Loggia Amulea

Il complesso retrostante la Loggia Amulea presenta in generale un buono stato di conservazione e le forme di degrado sono circoscritte ad aree molto limitate che

riguardano al massimo dei distacchi di intonaco. Questi sono causati dal fenomeno dell'umidità di risalita che interessa quasi completamente il perimetro esterno del complesso. Nel sopralluogo le fessure rilevate non sono passanti ma riguardano solamente gli strati più superficiali della muratura. Sia al piano superiore che inferiore sono state notate delle macchie di umidità sui controsoffitti dei bagni (figura 5.50), ma dal momento che non è stato possibile valutare lo stato di conservazione delle travi dei solai in legno e delle capriate di copertura, si è potuto solamente constatare l'ottimo stato di conservazione dei controsoffitti (figura 5.52).



Figura 5.50 Infiltrazioni



Figura 5.51 Particolare controsoffitto

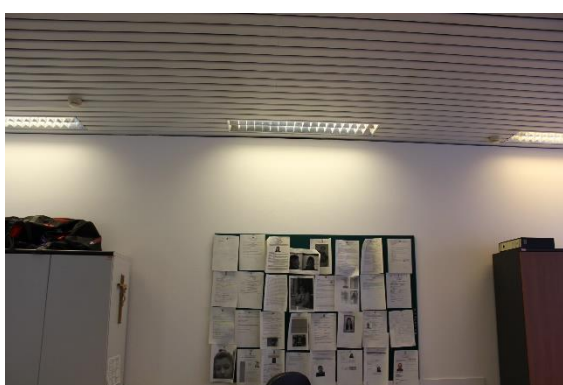


Figura 5.52 Particolare controsoffitto

Le lesioni si concentrano sul muro di collegamento tra il blocco realizzato nel 1939 e quello nel 1962 che presenta una fessura verticale profonda all'altezza dello spigolo interno che sale da terra fino al solaio per poi correre orizzontale sul soffitto (figura 5.35).

Sulla base delle Raccomandazioni Normal 1/88, sono stati rilevati il quadro fessurativo e le forme di degrado relativamente ai prospetti (si vedano le tavole in allegato al punto 5). Il quadro lesivo è rappresentato quasi completamente da cavilli e fessure superficiali diffuse, che interessano buona parte dei prospetti. Una lesione più grave è stata individuata nel corpo 2 nella porzione ad un solo piano, dove sembra che un cordolo in calcestruzzo armato sia all'origine di una lesione orizzontale che interessa tutto il fronte. La stessa fessura si estende anche all'angolata sud, e con ogni probabilità è di tipo passante, ma non è stato possibile verificarlo a causa del controsoffitto interno che si trova ad una quota più bassa rispetto alla lesione. La Loggia è invece interessata (nel prospetto posteriore) da due lesioni profonde ma circoscritte, una in prossimità del portone laterale, posto a sud (Prospetto Loggia 2),

e una a nord all'altezza del volume più basso, probabilmente occupato da un magazzino o da un locale tecnico.

Di seguito sono elencate invece le forme di degrado relative a tutti i prospetti, sia del complesso amuleo:

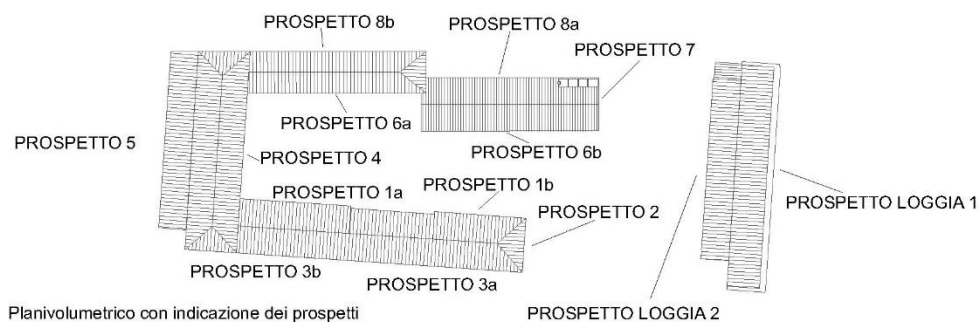


Figura 5.53 Indicatore dei prospetti

- **Alterazione cromatica:** alterazione che si manifesta attraverso la variazione di uno o più parametri che definiscono il colore (tinta, chiarezza, saturazione). Può manifestarsi con morfologie diverse a seconda delle condizioni e può riferirsi a zone ampie o localizzate. Questo tipo di degrado lo si trova nel prospetto principale della Loggia sulla fascia in terracotta al di sopra delle formelle disposte tra gli interarchi. Inoltre è visibile nel prospetto posteriore nella parte sud come si vede in figura. Un'ampia area degradata si presenta nel prospetto 8, la cui superficie, non trattata come gli altri prospetti, oltre che essere esposta a nord non riceve una corretta illuminazione e ventilazione a causa di alberi molto alti alle spalle.



Figura 5.54 Alterazione cromatica-prospetto Loggia2

- **Colatura:** particolare manifestazione di deposito superficiale, patina grigia, prevalentemente ad andamento verticale causata dal ruscellamento delle acque meteoriche. Questa forma di degrado non è stata individuata nella loggia, bensì al di sotto delle finestre che non presentano davanzale in marmo con stacca goccia o dove la marmetta è troppo a filo con la muratura. Anche in questo caso il prospetto più degradato è il numero 8.



Figura 5.55 Colatura-prospetto 8b

- **Degrado diffuso:** nelle tavole di analisi con questa voce si intende che la superficie di un prospetto si trova in una condizione di degrado tale, per cui è difficile indicare con precisione l'area e la tipologia dello stesso.



Figura 5.56 Degrado diffuso-prospetto 5

- **Distacco:** soluzione di continuità degli strati superficiali, sia tra loro che rispetto al substrato; prelude in genere alla caduta degli stessi strati. Il termine si usa in particolare per gli intonaci ed i mosaici. Nel caso di materiali lapidei naturali le parti distaccate assumono spesso forme specifiche in funzione delle caratteristiche strutturali e tessiturali. È un fenomeno molto diffuso nei prospetti del presente caso studio ed è collegato a fenomeni di umidità di

risalita. Interessa ampie porzioni di intonaco alla base del prospetto posteriore della Loggia, mentre nel complesso retrostante le aree di intonaco mancante sono circoscritte e limitate ai primi 15cm fuori terra.



Figura 5.57 Distacco-prospetto Loggia2

Efflorescenza: formazione di sostanze, generalmente di colore biancastro e di aspetto cristallino o polverulento o filamentoso, sulla superficie del manufatto. Nel caso di efflorescenze saline, la cristallizzazione può talvolta avvenire all'interno del materiale provocando spesso il distacco delle parti più superficiali: il fenomeno prende allora il nome di criptoefflorescenza o subefflorescenza. Sono state individuate puntualmente delle efflorescenze sul fronte principale della Loggia in corrispondenza degli archetti decorativi che si trovano al di sopra dei nove arconi del porticato.



Figura 5.58 Efflorescenza-prospetto Loggia1

- **Erosione:** asportazione di materiale dalla superficie dovuta a processi di natura diversa, che nella maggior parte dei casi si presenta compatta. Questo degrado interessa localmente solo il prospetto della Loggia che affaccia su Prato della Valle. Questo fenomeno è particolarmente accentuato soprattutto alla base dei pilastri del piano terra e in corrispondenza dei piedistalli del piano nobile.



Figura 5.59 Erosione-prospetto Loggia1

- **Macchia scura:** alterazione che si manifesta con pigmentazione accidentale e localizzata della superficie; è correlata alla presenza di materiale estraneo al substrato (es.: ruggine, sali di rame, sostanze organiche, vernici). Riscontrata in alcune porzioni dei pilastri del prospetto principale della Loggia, è presente anche negli elementi in pietra con cui sono rivestite le rampe per disabili che danno accesso agli uffici della Polizia Locale.



Figura 5.60 Macchia scura-prospetto Loggia1

- **Patina biologica:** strato sottile, morbido e omogeneo, aderente alla superficie e di evidente natura biologica, di colore variabile, per lo più verde. La patina biologica è costituita da microrganismi cui possono aderire polvere, terriccio, ecc. Nel complesso retrostante invece la presenza di patina biologica è stata

rilevata in particolare alla base dei prospetti (presenza diffusa di terriccio) e in corrispondenza delle cornici marcapiano, che presentano una patina di colore verde di evidente natura biologica.



Figura 5.61 Patina biologica-prospetto 1a

- **Presenza di vegetazione:** locuzione impiegata quando vi sono licheni, muschi e piante. L'angolata del prospetto nord ed est della porzione adibita ad uffici è interessata da un'ampia zona completamente avvolta dai rami di una pianta rampicante.



Figura 5.62 Presenza di vegetazione-prospetto 8b

- **Rigonfiamento:** sollevamento superficiale e localizzato del materiale, che assume forma e consistenza variabili. Interessa in maniera diffusa il prospetto principale del comando della Polizia Locale (prospetto 4), mentre non è stato rilevato negli altri. Il fronte interessato da questa forma di degrado presenta ampie aree di intonaco evidentemente non a contatto col substrato ma non ancora distaccatesi dalla parete.



Figura 5.63 Rigonfiamento-prospetto 4

- **Scagliatura:** degrado che si manifesta col distacco totale o parziale di parti (scaglie) spesso in corrispondenza di soluzioni di continuità del materiale originario. Le scaglie costituite generalmente da materiale in apparenza inalterato, hanno forma irregolare e spessore consistente e disomogeneo. Questa forma di degrado è stata rilevata in particolare nel prospetto 3 a livello del cordolo in materiale lapideo a contatto con il terreno.



Figura 5.64 Scagliatura-prospetto 3b

Piano degli interventi

Fin qui lo studio, che è stato svolto, ha permesso di raccogliere il maggior numero di informazioni possibili limitandosi a sopralluoghi, ispezioni visive, documentazione storica e fotografica. Nelle tavole in allegato si propongono quindi una serie di possibili prove non distruttive e debolmente distruttive che permetterebbero di approfondire il livello di conoscenza, assumendo un approccio meno cautelativo in fase di verifica sismica e chiarendo molti aspetti trattati finora.

5.4 Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali

Nella fase di ricerca bibliografica e del materiale archivistico non è stato trovato materiale utile a comprendere la tipologia e la disposizione degli impianti tecnologici. Riferendosi a quanto è stato possibile rilevare in fase di sopralluogo si possono descrivere in maniera generale le principali caratteristiche degli impianti tecnologici. Il sistema di riscaldamento ad esempio è assente nel piano nobile della Loggia mentre ai livelli ammezzati si utilizzano stufette elettriche. Per il piano terra sia della Loggia che del complesso retrostante si è riscontrata invece la presenza di corpi scaldanti fissati alle pareti perimetrali al di sotto delle aperture. È evidente che questo sistema di riscaldamento è stato realizzato a posteriori.

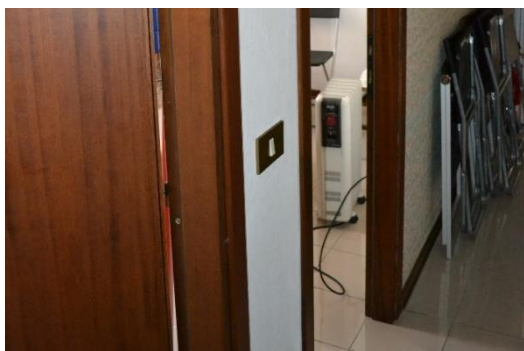


Figura 5.65 Sistema di riscaldamento ai piani ammezzati della Loggia



Figura 5.66 Sistema di riscaldamento al piano terra della Loggia e del complesso retrostante



Figura 5.67 Quadro elettrico e impianti a vista



Figura 5.68 Impianti elettrici

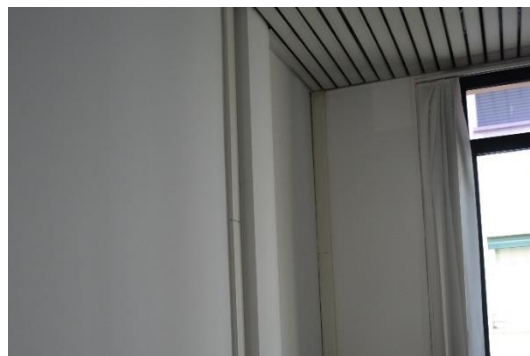


Figura 5.69 Canali impiantistici salgono fino al controsoffitto

In generale gli impianti elettrici corrono all'interno di canalette che sono lasciate a vista sia all'interno delle stanze che nei corridoi; in molti casi si è anche notato che queste canalette salgono in verticale lungo i muri e scompaiono al di sopra della controsoffittatura che caratterizza tutti gli ambienti.

Sembra che impianti tecnologici non influenzino in maniera negativa l'integrità strutturale dei diversi corpi di fabbrica, certo è che invece in taluni casi possono rappresentare una minaccia per l'incolumità di agenti e impiegati. In alcune stanze dell'edificio il controsoffitto appare pericolosamente inflesso probabilmente a causa di sovraccarichi eccessivi che gravano sulle listature metalliche. In questi casi sarebbe utile provvedere rimuovendo il controsoffitto, ristabilendo le idonee condizioni di sicurezza e sfruttando l'occasione per ispezionare le caratteristiche strutturali del solaio intermedio e della copertura.



Figura 5.70 Inflexione del controsoffitto dovuta a sovraccarichi



Figura 5.71 Inflexione del controsoffitto

Le centrali termiche sono collocate in posizioni tali da essere occultate alla vista di chi entra nel cortile della Loggia e sono per lo più installate sui prospetti posteriori dei corpi di fabbrica oppure in corrispondenza di finestre che sono state parzialmente tamponate. Non è presente un impianto di riscaldamento e condizionamento dell'aria centralizzato, ma ogni locale ha la propria unità esterna indipendente.



Figura 5.72 Impianti



Figura 5.73 Centrale trattamento aria



Figura 5.74 Unità esterna del sistema di condizionamento

Vi sono inoltre numerosi locali in cui sono presenti le attrezzature antincendio, tra cui le lampade di emergenza, le cassette con le manichette degli idranti e gli estintori. Inoltre i vani scala del complesso che sta alle spalle della Loggia Amulea sono isolati da porte tagliafuoco REI.



Figura 5.75 Prese d'aria nello spessore della muratura



Figura 5.76 Unità esterna del sistema di condizionamento



Figura 5.76 Porta REI e manichetta dell'idrante



Figura 5.77 Porta REI



Figura 5.78 Estintore e sistema di condizionamento dell'aria



Figura 5.79 Estintore



Figura 5.79 Luce di emergenza

APPENDICE

- Preventivo di spesa occorrente per la relazione della Loggia Amulea
- Scheda di rilievo della qualità muraria

PREVENTIVO DI SPESA OCCORRENTE PER LA RELAZIONE DELLA LOGGIA AMULEA

Loriza III

Preventivo della spesa occorrente per l'erezione della nuova Loggia Amulea in Prato della Valle

Lavoro 8 il maggio 1852

Quantità	Qualità dei Lavori	Parziale	Importe Totale	Complessivo
<u>Demolizioni</u>				
1. m ² 20.80	Di mura di torchio dell'attuale muro di cinta della descrizione m. 29.60 x 2.15 x 0.25, di cui due fori di porta della complessiva veduta di m. 11.90 x 2.20 ed aggiunti 17 m ² barbacani ognuno di m. 0.20, i quali dovranno essere palestrate e dipinti in un modo proprio al luogo di destinazione	195	23.95	
4.99	di due pilastri frontali e due altri restanti del vecchio portico uno a destra e uno a sinistra del portico di m. 4.20 x 1.60 x 0.50, l'altro a sinistra di m. 4.20 x 0.50 x 0.50	"	8.30	
10.99	di 4 vecchi pilastri ognuno di m. 2.65 x 1.10 x 0.30	"	19.09	
3.99	di due frammenti di mura superiori ai d ^{ti} pilastri, i quali sono separati dalla superficie di provvisori a armatura	2.16	17.18	
16.05	del muro interno formato dai parti rettangolare superiore di m. 5.50 x 5.50 x 0.50 (diminuisce di peso di m. 3.03) e da una parte triangolare superiore di m. 10 x 5.50 x 0.50 i quali sono separati e palestrate e dipinti in un modo a	2.15	54.80	
	Importe delle Demolizioni		153.65	153.65
<u>Fondazioni</u>				
2. m ² 116.80	Di terra da spazzarsi di 3 qualità adoperando convenientemente il poco per terra già alle fondazioni fatte alle ridotte linee del progetto e fatta quella della nuova opera della proporzioni indicate di m. 180 a	0.873	71.61	
	Il trasporto della d ^{ta} calcestruzzo	0.80	62.89	
3. m ² 80.35	Di fondazione a doppia profondità di proprii ponti d'arco del lavoro da dipinti fatte sulla la superficie delle fondazioni	0.42	481.64	
	Di spazzarsi		585.24	1088.85

4	12.99	Di muro in fondazione. L'alto muro di cinta profondo mt. 1.50, lungo mt. 1.14 lungo mt. 59.62; per prospetto lungo mt. 0.90 per metri degli archi prof. 1.50 e confermati ad archi pignoni e fusti pilastri lungo mt. 1.50 in quadro prof. 1.50. Di muriccioli mt. 124.99 saranno fatti inquadrali ricavati dalle dimensioni mt. 70.99 e quindi a - - - - -	9.95	557.11	
		Il rimanente mt. 24.02 in quadrali nuovi e quindi a - - - - -	23.95	1845.49	
3	26.73	Di fusti dei pilastri per dar luogo alle fondazioni dei muri della sala perimetri e di fusti pignoni delle dimensioni 24.50 x 0.58 x 1, per fusto di mt. 7.50 x 0.58 x 1 di cui l'altezza come di 15° quadrati - - - - -	0.573	14.97	
		Importo del fusto pilastro - - - - -	0.50	13.09	
6	26.15	di muro in fondazione della dimensoni della parte di terra da fusti con quadrali nuovi a - - - - -	23.95	673.20	
Importo delle fondazioni				3639.58	3639.58
<u>Arato - Piano inferiore</u>					
7	11.9	Basi marigne delle cave di slontanamento delle quali mt. 8 ridere ed in pezzi lavorati a martello di due fusi, si pagano come in di sopra per ogni mt. 3.50 di pietra grezza lunga e grossa mt. 1, ad alto 0.50 a mt. 42.05 - - - - -	3.00	30.00	
		Il girante di tagliapietra per pagomorta - - - - -		6.00	
		Consumo atrosi - - - - -		4.39	
		1. per muratore con affilato per perla in opera - - - - -		3.00	
		1/2 mt di tagliapietra per affilato - - - - -		1.00	
		Calce e sabbia - - - - -		1.00	
Importo d'arato			94.61	701.49	
8	12.95	di muratura diligentemente appurata in calce e sabbia per i pilastri d'angolo ogni mt. base mt. 0.5616 e l'altezza mt. 2.75 a - - - - -	23.95	322.70	
9	11.9	Capitelli ai mt. pilastri in pietra marigne di mantenimento dei quali mt. 8 ridere e due pezzi lavorati come 6 basi e pagano come in di sopra per ogni mt. 3.50 di pietra grezza delle dimensioni di mt. 1.10 x 1.00 x 0.50 - - - - -	3.00	42.00	
		Il girante di tagliapietra un affilato per pagomorta - - - - -		6.88	
		1/2 mt muratore con affilato per perla in opera - - - - -		3.00	
		1. Tagliapietra di affilato - - - - -		6.00	
		Consumo ferri - - - - -		1.00	
		Calce e sabbia - - - - -		1.00	
Costo d'un capitello			109.11	941.99	
10	16.70	di muratura diligentemente appurata per due pilastri d'angolo ognuno lungo mt. 10 sempre una base di 0.75 a dritto nuovo, grosso mt. 0.95 ad alto mt. 4.35 a - - - - -	23.95	398.29	
da fusti				2474.47	3773.05

		Importo \mathcal{L}	13544077	2775.03
18.	Per profondere le tre aperture d'ingresso alla loggia ed alla sala.			
18.2	lavori di opera di fono allungamento con appeso di cemento degli archi di ferro in sala quadrata di nuovo di mt. 6.12 e del pila laterale di mt. 2.00 p.p. lavorati e paghi in opera.	0.75		375.00
18.3	L'impiego delle stivazioni di mt. 12.37 appunta, ai due fori per la sala quadrata una di parte laterale di tavola obliqua - l'altra in due parti in corrispondenza alle parti esterne.	0. -		106.21
18.4	di fono lavorato per tutto l'arco d'impiego, di appoggio e pancia.	0.35		150.00
18.5	di pila per pila con gli appesi ai	1.50		20.00
18.6	per ogni lavoro per corrispondere le 6 lavorate per ogni perimetrale, la. corate e parte in opera in muro, lungo ognuno 0.70 metri 6.30.	5.00		90.00
18.7	lavori di fono lavoro di cemento ai due fori per la sala quadrata di mt. 2.74 alle parti interne ed esterne di mt. 1.60.	6.55		77.60
18.8	di pila per la sala di mt. 2.74 con cemento di nuovo e parti.	1.35		99.65
Importo del Piano Superiore			<u>\mathcal{L} 14794.79</u>	<u>14794.79</u>
Piano Superiore				
19	14.44 di muratura nuova per del plattone d'angolo in cui maggiore di quest. inferiori delle dimensioni appaiono 1.25 x 0.50 x 0.60.	23.35		324.25
20	14.4. l'opera nuova lavorata a martello di dente fino per corrispondere alle basi delle stivazioni del forame con al mt. 11 al perimetro di.	7.74		20.96
21	14.6.15 di muratura in sala, sala e piazza per la costruzione del mt. 9 per. di parte in superiori, pedale, mt. 8, intonaco e mura, compreso delle dimensioni di mt. 1.25 x 0.50 x 1.	23.90		187.77
22	14.7. 30 l'opera di tralzo per il piccolo impiego i q. pezzi di corrispondenza per i pedali, del valore di mt. 1.50 da formarsi in pezzi di decorata approssimativa lavorata.	14.30		580.00
	lavori perimetrali in opera al mt. 6.30.	1. -		30.00
23	14.8. di travaso per la terra alla sala mt. 0.50 paginata da due parti come in disegno.	4.50		240.00
	lavori perimetrali in opera al mt. 6.30.	1.25		30.00
24	14.9. l'opera nuova in sala di mt. 1.25 e intonaco e due mura per i pedali della loggia superiore paginata come in disegno e lavorata a martello di dente fino appunta.			
	mt. 0.25 l'altra griglia delle dimensioni 0.50 x 1.00 x 0.25.	\mathcal{L} 20.05		\mathcal{L} 20.31
	di 6 giornate di lavoro per paginare.	3		18.00
	Costo per.	6.00		
	di 4 giornate di muratura con il mt. per parte a mt. 1.50.	4.39		4.39
			<u>\mathcal{L} 49.10</u>	
In Importo			<u>\mathcal{L} 1553.11</u>	<u>1553.79</u>

		Spese - L	1585.112	18567.78
		Spese - L 49.10		
	11. 9 ^a Giornate di traslocazione in aff. gregge	1.50		
	Calce e pietra	1.10		
		Spese d'and. bott. L 51.60	51.60	464.40
12. 9 ^a	Piedali maschio medesimo lavoro e legno e pagamenti come in disegno, in formate da 2 1/2 colonne e due file per ognuno dei quali - nt. 1.98 lista greggia delle dimensoni 3.00 x 0.20 x 0.10 - L 42.00 L 166.54			
	12. 10 giornate traslocazione per pagamenti a	2.00		54.00
	Consumo altri	10.10		
	6 giornate muratore in aff. in posto aff. -	4.50		19.50
	2 giornate traslocazione in aff. greggia -	3.00		6.00
	Calce e pietra	1.00		5.00
		Importo Longoripa L 254.50	254.50	2293.20
13. 9 ^a	Capitelli in pietra maschio medesimo, in aff. piedali, nt. 1 di ped. interi e due terzi lavoro come sopra e pagamenti come in disegno. In greg. nt. 0.412 pietra greggia delle dimensoni 1.00 x 0.35 x 0.20 - L 42.00 L 24.52			
	12. 12 giornate traslocazione per ridotta a norme	3.00		36.00
	Consumo altri	6.00		
	1. 1/2 giornate muratore in aff. in posto in greggia -	4.50		6.48
	1. 1/2 giornate traslocazione in aff. greggia -	3.00		3.00
	Calce e pietra	1.00		1.00
		Importo d'un capite L 47.10	47.10	743.90
16. 9 ^a	Archi con fregesse architravi, due architravi con i pinnacoli come in disegno. In greg. in aff. pagamenti sopra indicati, lunghezza mt. 0.52, alti mt. 0.20, ed aff. da mt. 7.50 la lunghezza per il piedale di un arco e 4.50 - L 62.75	6.50		
	Pagamenti in opera al mt. normale	2.00		12.00
	Architrave a consolare lungo mt. 4 alti mt. 1.20	4.50		68.00
	Due pagamenti in opera al mt. normale	1.00		4.00
	Architrave a pilastro con capitello della lunghezza 4.5	4.50		68.00
	Due pagamenti in opera	1.00		4.00
		Importo d'un arco di architrave L 150.75	150.75	2076.75
17. 2 ^a 9 ^a	Di muratore in cotta da aff. in aff. greggia gli archi piedali fino alla pinnacola della cornice (lunga mt. 3.6 alti mt. 1.20) e gli archi piedali, pagamenti della greggia di mt. 0.45		22.95	762.90
18. mt. 18	Archi di cotta cotta pagamenti per la costruzione delle 12 ^a greggia architrave consolare in 2 pezzi lungo ognuno mt. 0.50 lungo mt. 0.52	14.50		281.00
	Pagamenti in opera al mt. normale	2.00		36.00
19. 16 ^a	Archi di cotta cotta per la costruzione della grande cornice, in 2 pezzi alti ognuno mt. 0.50 lungo mt. 6.0	4.50		1260.00
			L 9621.22	18567.78

Copyright Archivio di Stato di Padova

Gradinate e Scalotte *Sperto* - - - - - *L* 243421.06

33. 11. 8

Nel mondo degli spettatori occorrono le gradinate per piedi a prezzi di più
 formati dalle parti (1. bracci e relativi di una tena tipo:
 1. Bracci da piedi 18 g. 12 cm. 1/2 g. abito del braccio da quadranti
 e relativi a prezzo per m² 3. Costo per m² 12.50
 per m. 6. a - - - - - 216.00 250.00

2. Zappali da 11. 12 g. 12 cm. 1/2 g. per m. 12.50
 costo del materiale - - - - - 6.44 12.00

3. 1^a da 11. 21. 1/2 g. abito bracci per franti e topi - - - - - 14.47 28.94

4. 1^a bracci abito intono del 11. per piedi - - - - - 5.00 20.00

5. 1^a bracci - - - - - 11 per zappali e zappali - - - - - 2.82 10.26

6. 1^a bracci - - - - - 11 per zappali abito int. 1.20 2.85 9.00

7. 1^a bracci da ferro lavorato per m² 12 bracci a richiesta - - - - - 0.75 26.25

8. 1^a bracci da ferro del 11. 12. 1/2 g. abito int. - - - - - 1.50 25.00

9. 1^a bracci da ferro del 11. 12. 1/2 g. abito int. - - - - - 1.00 1.00

10. 1^a bracci da ferro del 11. 12. 1/2 g. abito int. - - - - - 1.00 19.00

11. 1^a bracci di ferro di 12. 1/2 g. per m. 12.50
 costo di direzione - - - - - 2.50 21.00

12. 1^a bracci di ferro di 12. 1/2 g. per m. 12.50
 costo di direzione - - - - - 4.50 65.25

Importo di una gradinata - 277.41 299.25

13. 1^a bracci per accedere alla 1^a gradinata, per ripiano;
 1. Bracci da 11. 12 g. 12 cm. 1/2 g. abito del braccio da quadranti
 a prezzo per m² 12.50
 costo per m. 6. a - - - - - 216.00 250.00

2. Bracci abito bracci del 11. per piedi - - - - - 5.00 20.00

3. 1^a bracci - - - - - 11 per zappali - - - - - 2.82 10.26

4. 1^a bracci da 11. 12 g. per m. 12.50
 costo del materiale - - - - - 6.44 12.00

5. 1^a bracci per franti a ripiano di m. 12 - - - - - 9.00 9.00

6. 1^a bracci da ferro del 11. 12. 1/2 g. abito int. - - - - - 1.50 25.00

7. 1^a bracci da ferro del 11. 12. 1/2 g. abito int. più bracci da
 ferro a ripiano di m. 12 - - - - - 1.00 1.66

8. 1^a bracci da ferro per accedere, i bracci e piedi - - - - - 1.00 2.00


9. 1^a bracci da ferro lavorato per m² 12 bracci a richiesta - - - - - 0.75 26.25

10. 1^a bracci di ferro di 12. 1/2 g. per m. 12.50
 costo di direzione - - - - - 4.50 65.25

Importo di una scalotta - 99.91 299.25

Importo delle gradinate e scalotte - - - - - L 3741.76 3741.76

Costo Sperto - - - - - 47212.80

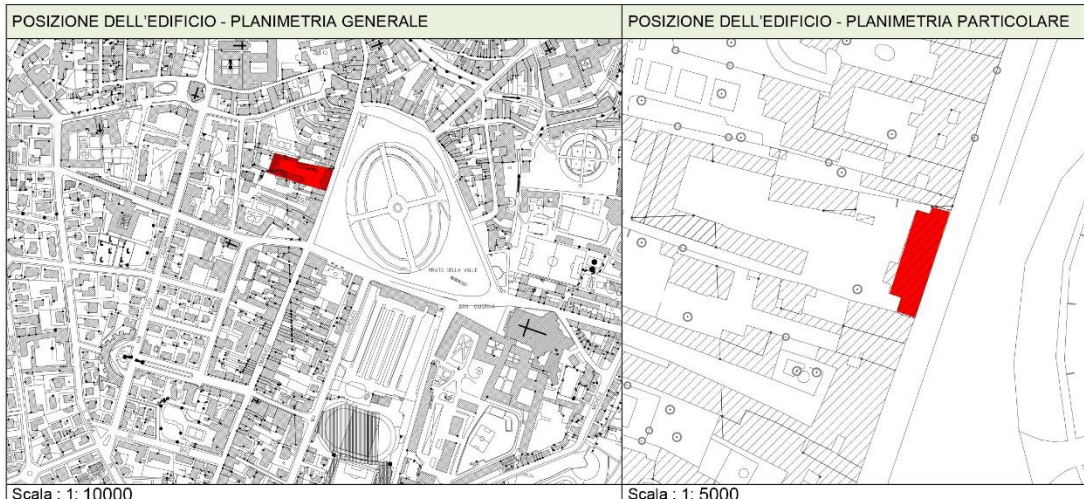
		Importo	2325.48	3086.08
n° 26	Trasporti di contorni pure copola val di sole per il 1° h frangia due per stanza faccenda di esse apposto della g. in caso di g. 1/4 - - - - -	12	395.00	
	Per la pittura il soffitto convenzionato ed in relazione alla M. della legge - - - - -		100.00	
n° 27	di tuberie a calce e sabbia con griglia per prima mano e stabilimento a parte - - - - -	171	178.92	
n° 28	di vetreria a soffitti in stajo e contraltajo di placante lancia a due pareti verticali e sopra superiore Mobile con cornice di ripandatura - - - - -	20.26	160.00	
n° 29	di forniture semplici a doppia gradinata di ponte di cassa 12 e tavola abate di Calce in 2 pareti - - - - -	906	76.48	
n° 30	di quelle palancate sulla macchina forniture - - - - -	175	15.00	
Totale importo delle 5 stanze - - - - -			3150.96	3150.96
			Totale aumento	6237.04
Graduato:				
Importo della legge costruita d'ora in poi med.				
frazioni versate dalla Commissione all'incasso - - - - -				
			5566.13	
doppiata per la possibilità della - - - - -				
			6237.04	
Importo finale della legge - - - - -				
			61903.47	
				
Copyright Archivio di Stato di Padova				
		da l'importo - - - - -	2325.48	3086.08

SCHEDA DI RILIEVO DELLA QUALITÀ MURARIA

PROGETTO  Rete dei Laboratori di Ingegneria Sismica LINEA 10	 PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI - DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE Ufficio III - Valutazione, Prevenzione e Mitigazione del Rischio Sismico e Attività ed Opere Post-emergenza	 POLIMI - DIS  CNR - ITC
---	--	---

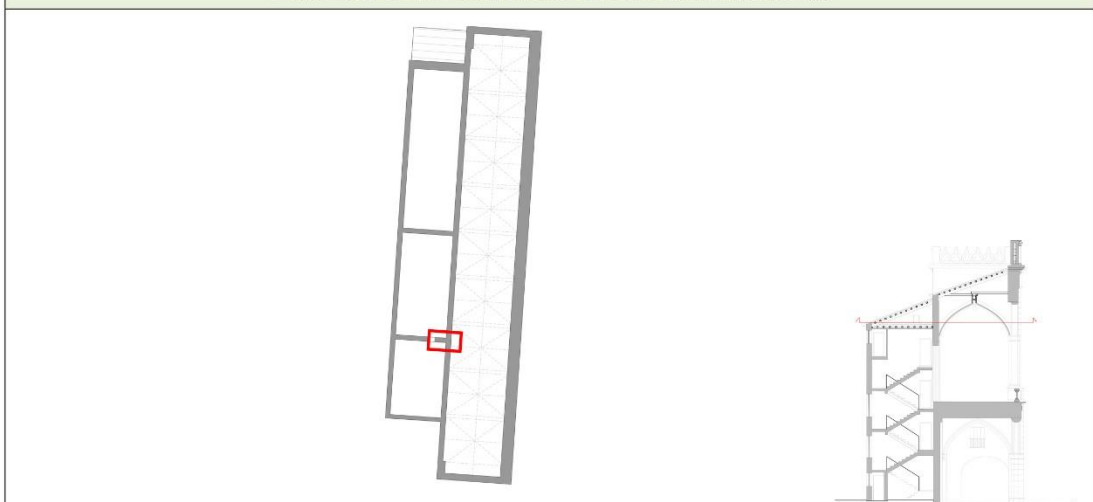
SCHEDA DI 1° LIVELLO PER IL RILIEVO DELLA TIPOLOGIA E DELLA QUALITÀ DELLA MURATURA

Parte prima		1. UBICAZIONE / IDENTIFICAZIONE		Spazio riservato _____	
Regione	Codici ISTAT VE	Aggregato n°	_____	N° Paramenti	01
Provincia	028	Edificio n°	_____	N° Sezioni	01
Comune	060	Data	____/____/____	DATI CATASTALI Foglio 126 Allegato _____	
Fraz./Loc.		Particelle	527	Coordinate geografiche (ED50 - UTM 32-33)	
Indirizzo Prato della Valle	N° Civico 105	E	1724800	Fuso	
Sezione Censuaria _____		N	5031200	+1	
Denominazione Loggia Amulea		Epoca di costruzione	<input checked="" type="checkbox"/> <1919 <input type="checkbox"/> '19+'45 <input type="checkbox"/> '46+'61 <input type="checkbox"/> '61+'71 <input type="checkbox"/> '72+'81 <input type="checkbox"/> '82+'91 <input type="checkbox"/> '92+'01 <input type="checkbox"/> _____		



SCHEDA PARAMENTO N° 011 ISTAT Pr./Com. 060/028 Aggr. | | | | Edificio | |

POSIZIONE DEL CAMPIONE DI MUARTURA NELLA PIANTA DELL'EDIFICIO



POSIZIONE DEL CAMPIONE DI MURATURA SUL PROSPETTO DELLA PARETE

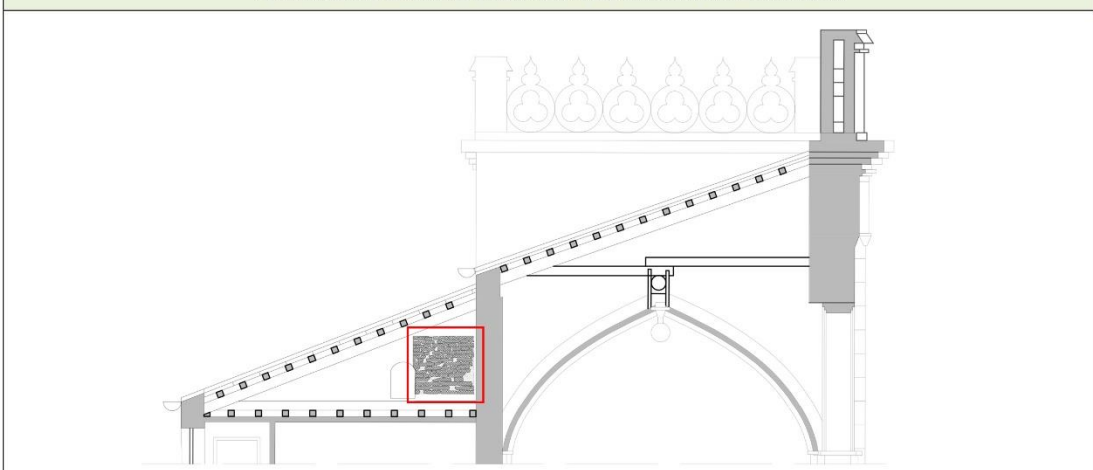


FOTO LOCALIZZAZIONE CAMPIONE CD2

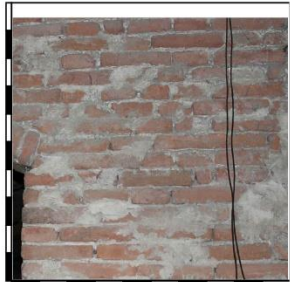
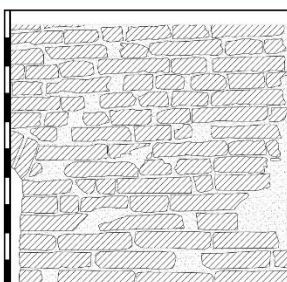








FOTO LOCALIZZAZIONE CAMPIONE CD2

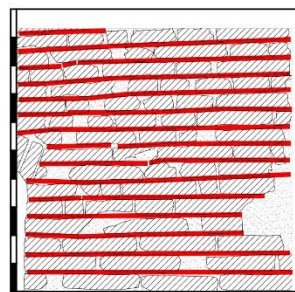


SCHEDA PARAMENTO N° 01 ISTAT Pr./Com. 060/028 Aggr. Edificio

2. TESSITURA DEL PARAMENTO **Parte seconda**

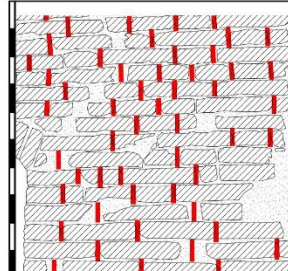
		<p>Foto e disegni scala 1:20</p> <p>Legenda:</p> <ul style="list-style-type: none">  Pietre  Vuoti  Mattoni  Intonaco  Malta  Vegetazione
---	--	---

<p>2.1 RUOLO STRUTTURALE</p> <p><input type="checkbox"/> Muratura d'ambito <input checked="" type="checkbox"/> Muratura di spina <input type="checkbox"/> Pilastro <input type="checkbox"/> Tamponamento <input type="checkbox"/> Muratura interna</p>	<p>2.2 TIPOLOGIA</p> <p><input type="checkbox"/> Pietra <input type="checkbox"/> Altro <input checked="" type="checkbox"/> Mattoni <input type="checkbox"/> Altro <input type="checkbox"/> Blocchi di tufo <input type="checkbox"/> Blocchi di cls <input type="checkbox"/> Mista</p>	<p>2.6 APPARECCHIATURA / ORIZZONTALITÀ DEI FILARI</p> <p><input type="checkbox"/> Irregolare (Orizzontamenti NR) <input type="checkbox"/> A corsi sub-orizzontali (Orizzontamenti PR) <input checked="" type="checkbox"/> A corsi orizzontali (Orizzontamenti R)</p>
---	--	---



<p>2.3 RICORSI</p> <p>Assenti <input checked="" type="checkbox"/> Presenti <input type="checkbox"/> ogni m. <u> </u> <u> </u> <u> </u></p> <p><input type="checkbox"/> In elementi più grandi <input type="checkbox"/> In mattoni <input type="checkbox"/> In cls</p>	<p>2.4 ORIZZONT./ LISTATURE</p> <p>Assenti <input checked="" type="checkbox"/> Presenti <input type="checkbox"/> ogni m. <u>0</u> <u>80</u></p> <p>2.5 ZEPPE</p> <p>Assenti <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> In pietra <input type="checkbox"/> In cotto</p>
--	---

2.7 SFALSAMENTO DEI GIUNTI VERTICALI **OSSERVAZIONI**

<p><input type="checkbox"/> Non rispettato (S.G. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (S.G. PR) <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (S.G. R)</p>		
---	---	--

3. CARATTERIZZAZIONE MATERIALI DEL PARAMENTO

3.1 ELEMENTI LAPIDEI


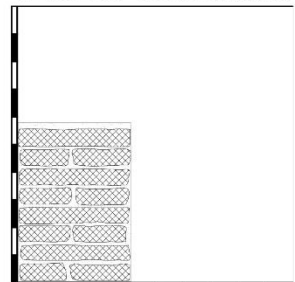
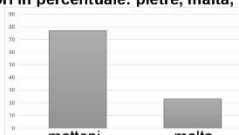
<p>3.1.1 Tipo di Elemento</p> <p><input type="checkbox"/> Arenaria <input type="checkbox"/> Calcare <input type="checkbox"/> Travertino <input type="checkbox"/> Tufo <input checked="" type="checkbox"/> Mattoni cotti <input type="checkbox"/> Mattoni crudi <input type="checkbox"/> Altro</p>	<p>3.1.2 Provenienza</p> <p><input type="checkbox"/> Scavo locale <input checked="" type="checkbox"/> Greto del fiume <input type="checkbox"/> Cava</p>	<p>3.1.3 Lavorazione</p> <p><input type="checkbox"/> Assente <input type="checkbox"/> Appena sbazzata <input checked="" type="checkbox"/> Spigoli finiti e faccia vista non lavorata</p>	<p>3.1.4 Stato di conservazione</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Buono <input type="checkbox"/> Mediocre <input type="checkbox"/> Cattivo <input type="checkbox"/> Pessimo</p>
<p>3.1.5 Regolarità (forma) degli elementi</p> <p><input type="checkbox"/> Non rispettato (R.EL. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (R.EL. PR) <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (R.EL. R)</p>	<p>3.1.6 Dimensioni degli elementi</p> <p><input type="checkbox"/> Non rispettato (D.EL.) < 15 cm <input checked="" type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (D.EL.) 15 cm + 25 cm <input type="checkbox"/> Rispettato (D.EL.) > 25 cm</p>		

3.2 MALTA

<p>3.2.1 Funzione</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Allettamento <input type="checkbox"/> Stilatura <input type="checkbox"/> Rimpimento</p> <p>3.2.2 Consistenza</p> <p><input type="checkbox"/> Incoerente <input type="checkbox"/> Friabile <input checked="" type="checkbox"/> Compatta <input type="checkbox"/> Tenace</p> <p>3.2.3 Colore malta <u>grigio</u></p>	<p>3.2.5 Tipo di aggregato</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Sabbia <input type="checkbox"/> Ghiaietto <input type="checkbox"/> Ghiaia</p> <p>3.2.6 Forma dell'aggregato</p> <p><input type="checkbox"/> Arrotondata <input checked="" type="checkbox"/> Spigolosa</p> <p>3.2.4 Colore aggr. <u>grigio</u></p>	<p>3.2.7 Qualità della malta /Stato di conservazione /Aderenza</p> <p><input type="checkbox"/> Non rispettato (MA. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (MA. PR) <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (MA. R)</p>
---	---	--

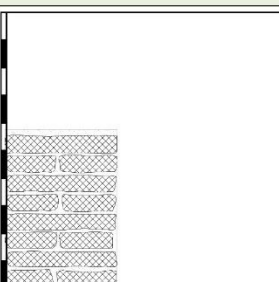
SCHEDA SEZIONE N° 01 Param. N° 01 ISTAT 060 / 028 Aggr. Edificio

4. SEZIONE MURARIA

<p>4.1 FOTO DELLA SEZIONE MURARIA</p> 	<p>SEZIONE A-A - Restituzione grafica</p> 	<p>SEZIONE B-B - Restituzione grafica</p> <p>[restituzione grafica della sezione muraria riportata in scala, del secondo lato visibile, se eseguito smontaggio]</p>
<p>Osservazioni</p> <p>Si può notare la totale assenza di vuoti e una tessitura regolare con giunti di malta non troppo spessi</p>	<p>Valori in percentuale: pietre, malta, vuoti</p> 	<p>Istogramma con i valori di pietre, malta, vuoti</p>

<p>4.1 RUOLO STRUTTUR.</p> <input type="checkbox"/> Muratura d'ambito <input checked="" type="checkbox"/> Muratura di spina <input type="checkbox"/> Pilastro <input type="checkbox"/> Tamponamento <input type="checkbox"/> Muratura interna	<p>4.2 TIPOLOGIA</p> <input type="checkbox"/> In pietra <input checked="" type="checkbox"/> In mattoni <input type="checkbox"/> In blocchi di tufo <input type="checkbox"/> In blocchi di cls <input type="checkbox"/> Mista	<p>4.3 TIPO DI SEZIONE</p> <input checked="" type="checkbox"/> Paramento unico <input type="checkbox"/> 3 paramenti <input type="checkbox"/> 2 paramenti accostati <input type="checkbox"/> 2 paramenti parzialmente ammortati <input type="checkbox"/> 2 paramenti ammortati	<p>4.4 SPESSORE SEZIONE</p> <input checked="" type="checkbox"/> Sp. Sezione cm <u>39</u> <input type="checkbox"/> Sp. Paramento DX cm <u> </u> <input type="checkbox"/> Sp. Paramento SX cm <u> </u> <input type="checkbox"/> Sp. Interno cm <u> </u>
--	---	---	--

<p>4.5 PRESENZA DI ZEPPE</p> <input checked="" type="checkbox"/> Non rispettato (P.Z. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (P.Z. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (P.Z. R)	<p>4.6 PRESENZA DI DIATONI O LEGAMENTI</p> <input checked="" type="checkbox"/> Non rispettato (P.D. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (P.D. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (P.D. R)
--	--

<p>4.7 VUOTI / ORIZZONTAMENTI</p> <p>4.7.1 DISTRIBUZIONE VUOTI</p> <input checked="" type="checkbox"/> Assenti <input type="checkbox"/> Localizzati <input type="checkbox"/> Distribuiti <p>4.7.2 DIMENSIONE VUOTI</p> <input type="checkbox"/> Piccole (<1 cm) <input type="checkbox"/> Medie (1+5 cm) <input type="checkbox"/> Grandi (<5 cm) <p>4.7.3 ORIZZONTAMENTI</p> <input checked="" type="checkbox"/> Assenti <input type="checkbox"/> Presenti ogni cm <u> </u> 	<p>OSSERVAZIONI</p>
---	----------------------------

5. CARATTERIZZAZIONE MATERIALI DELLA SEZIONE

<p>3.1 ELEMENTI LAPIDEI</p>			
<p>5.1.1 Tipo di Elemento</p> <input type="checkbox"/> Arenaria <input type="checkbox"/> Calcare <input type="checkbox"/> Travertino <input type="checkbox"/> Tufo <input checked="" type="checkbox"/> Mattoni cotti <input type="checkbox"/> Mattoni crudi <input type="checkbox"/> Altro	<p>5.1.2 Provenienza</p> <input type="checkbox"/> Scavo locale <input checked="" type="checkbox"/> Greto del fiume <input type="checkbox"/> Cava	<p>5.1.3 Lavorazione</p> <input type="checkbox"/> Assente <input type="checkbox"/> Appena sbozzata <input checked="" type="checkbox"/> Spigoli finiti faccia vista non lavor.	<p>5.1.4 Stato di conservazione</p> <input checked="" type="checkbox"/> Buono <input type="checkbox"/> Mediocre <input type="checkbox"/> Cattivo <input type="checkbox"/> Pessimo
<p>5.1.5 Regolarità (forma) degli elementi</p> <input type="checkbox"/> Non rispettato (R.EL. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (R.EL. PR) <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (R.EL. R)		<p>5.1.6 Dimensioni degli elementi</p> <input type="checkbox"/> Non rispettato (D.EL) < 15 cm <input checked="" type="checkbox"/> Parzialm. rispettato (D.EL) 15 cm + 25 cm <input type="checkbox"/> Rispettato (D.EL) > 25 cm	
<p>5.2 MALTA</p>			
<p>5.2.1 Funzione</p> <input checked="" type="checkbox"/> Allettamento <input type="checkbox"/> Stilatura <input type="checkbox"/> Rimpimento <p>5.2.2 Consistenza</p> <input type="checkbox"/> Incoerente <input type="checkbox"/> Friabile <input checked="" type="checkbox"/> Compatta <input type="checkbox"/> Tenace	<p>5.2.4 Tipo di aggregato</p> <input checked="" type="checkbox"/> Sabbia <input type="checkbox"/> Ghiaietto <input type="checkbox"/> Ghiaia <p>5.2.5 Forma dell'aggregato</p> <input type="checkbox"/> Arrotondata <input checked="" type="checkbox"/> Spigolosa <p>5.2.6 Colore aggr. <u> </u></p>	<p>5.2.7 Qualità della malta /Stato di conservazione /Aderenza</p> <input type="checkbox"/> Non rispettato (MA. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (MA. PR) <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (MA. R)	

TIPOLOGIA MURARIA N° 01 Param. N° 01 ISTAT 060/028 Aggr. Edificio

DESCRIZIONE DETTAGLIA E COMPLESSIVA DELLA TIPOLOGIA MURARIA CON OSSERVAZIONI QUALITATIVE Parte Terza

Dallo studio del paramento e della sezione muraria si può notare la buona qualità dei materiali (malta e mattoni), che nel complesso risultano ben conservati e di buona fattura.

Sono inoltre rispettati i parametri della regola dell'arte ad eccezione della dimensione degli elementi resistenti (caratteristica parzialmente rispettata).

Analizzando le caratteristiche del paramento si può notare che la dimensione degli elementi resistenti non è sempre regolare ma in alcune aree i mattoni hanno dimensioni variabili.

ATTRIBUZIONE DI UNA DELLE TIPOLOGIE MURARIE

Dall'analisi effettuata si evince che la muratura in questione appartiene alla tipologia:

- muratura in mattoni pieni e malta di calce

Definizione contenuta nell'ordinanza 3274/2005, nella tabella 11.D.1 e in tabella C8B.1 della NTC 14.01.08.	Proposta di modifica della definizione di tipologia (RELUIS)	Esempi di tessiture murarie	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	Muratura in pietrame (ciottoli, pietre erratiche, ecc.), disordinata per forma, dimensione e tipo di materiale degli elementi. Muratura a lisca pesce		
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	Muratura a conci sbozzati, di dimensioni variabili e con prevalenza di filari orizzontali		
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	Muratura in pietre a spacco (anche di forma irregolare) con buona tessitura (pietre ben ammassate)		
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	Muratura a blocchi squadri di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)		
Muratura a blocchi lapidei squadri	Muratura a blocchi squadri di pietra non tenera		
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Nessuna modifica		

Tabella C8B.1 (bozza di istruzioni per la compilazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC del 14.01.08).

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

**CAPITOLO VI – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA
E VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI**

6.1 Normativa di riferimento

Il problema principale in Italia in materia di sicurezza è l'elevata vulnerabilità delle costruzioni esistenti per questo motivo anche a livello normativo si fa riferimento alla necessità di garantire un certo standard di sicurezza in tutti quegli edifici che presentano un notevole “[...] *valore storico-architettonico-artistico-ambientale*” ma che sono suscettibili di danneggiamento in caso di sisma. I manufatti storici rappresentano nel territorio italiano un panorama estremamente vario e articolato per tipologie e tecniche costruttive, inoltre la muratura è un materiale eterogeneo, anisotropo e non lineare, la somma di questi fattori rende la fase di verifica sismica affetta da un livello di incertezza che può essere estremamente elevato. La Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti n.617 02/02/2009 contenente le “Istruzioni per l’Applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008 è la normativa oggi vigente su cui ci si deve basare per le verifiche sismiche. In particolar modo per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti ci si deve riferire al Capitolo 8 del D.M. 14/01/2008. Nella Circolare esplicativa è specificato che per “*costruzioni esistenti*” si intendono quelle “[...] *strutture completamente realizzate alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento*”.

Al § 8.3 delle NTC sono elencate le circostanze in cui è obbligatorio sottoporre a valutazione di sicurezza sismica le costruzioni, ad esempio per rifacimenti, ricostruzioni, cambio di destinazione d’uso. Al paragrafo successivo vengono poi indicate 3 possibili categorie di intervento:

- adeguamento per raggiungere un livello di sicurezza maggiore o al più uguale a quanto stabilito dalla normativa;
- miglioramento per ottenere un livello di sicurezza superiore rispetto alla situazione attuale ma inferiore rispetto a quanto stabilito dalla norma;
- intervento locale o di riparazione quando si interviene in maniera circoscritta sull’edificio per raggiungere un livello di sicurezza maggiore del precedente.

Ai fini della verifica sismica del presente caso studio ci si basa sulle seguenti normative nazionali:

- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI, D.M. 14/01/2008 (G.U. n. 29 del 4/2/2008 - Suppl. Ord. n.30), periodo transitorio di 18 mesi – prolungato al 30/06/2010 (D.L. 207 30.12.2008)

- Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n. 617 02/02/2009 (G.U. n. 47 del 26/2/2009 - Suppl. Ord. n.27) – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008
- DECRETO P.C.M. 9 febbraio 2011 (G.U. n. 47 del 26/2/2011 - Suppl. Ord. n.54) Linee Guida per la Valutazione e la Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008

Per una corretta valutazione di sicurezza sismica è fondamentale ricorrere non solo allo studio dei meccanismi d'insieme, che coinvolgono l'intero edificio, ma anche dei meccanismi locali, relativi ai singoli macroelementi.

Saranno eseguite di seguito le verifiche dei cinematismi basandosi sul quadro fessurativo o sullo stato di danneggiamento, sulle vulnerabilità e sulle fasi costruttive dell'edificio. Le modalità di collasso appartengono a una delle seguenti tipologie:

- Ribaltamento del muro fuori piano a causa della formazione di una cerniera cilindrica alla base del macroelemento che ne provoca la rotazione rigida fuori dal piano in seguito ad una sollecitazione orizzontale. Tale circostanza si verifica nel caso in cui la qualità muraria sia buona ma l'ammorsamento tra le pareti ortogonali e i solai carente;
- Rottura nel piano: interessa le pareti sollecitate nello stesso piano in cui si propaga l'onda sismica e si manifesta con lesioni diagonali nelle fasce o nei maschi murari.

6.1.2 Sicurezza e prestazioni attese

Secondo quanto enunciato nel capitolo 2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni e nel § 8.3 della Circolare ministeriale, la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che il fabbricato può raggiungere durante la sua vita nominale. Stato limite (SL) è la condizione superata la quale l'opera non è più in grado di soddisfare le esigenze per le quali è stata progettata, in particolar modo in fase di verifica strutturale l'edificio dovrà garantire la sicurezza nei confronti dello Stato Limite Ultimo (SLU) e dello Stato Limite di Esercizio (SLE) oltre che la robustezza rispetto ad azioni eccezionali. Il superamento dello SLU comporta la perdita di capacità portante e il collasso della struttura, quindi presenta carattere di irreversibilità; il superamento dello SLE causa invece la perdita di efficacia e può essere irreversibile o reversibile. Lo SLE si divide in Stato Limite di Operatività

(SLO) e Stato Limite di Danno (SLD) mentre lo SLU comprende lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e lo Stato Limite di Collasso (SLC).

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.¹

Al paragrafo 8.3 della Circolare sono descritte le casistiche in cui è obbligatorio svolgere le verifiche di sicurezza sulle costruzioni esistenti e cioè quando si riscontri una “[...] riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve, e temperatura) [...]”. Tali circostanze possono corrispondere a danneggiamenti gravi dal punto di vista strutturale che si manifestano in genere sotto forma di meccanismi locali o meccanismi d'insieme.²

I meccanismi locali “[...] interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari”, mentre i meccanismi d'insieme “[...]”

¹ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Stati limite e relative probabilità di superamento, § 3.2.1.

² D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, § 8.7.1.

interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano".

È molto importante in fase di verifica andare a valutare entrambe le tipologie di meccanismo dal momento che in Italia, soprattutto gli edifici esistenti, rappresentano un panorama estremamente complesso da studiare, potendo reagire all'evento sismico come un "[...] un insieme di sottoinsiemi [...]" anziché con un "[...] chiaro comportamento di insieme [...]".

Al paragrafo C8.7.1.4 della Circolare esplicativa si legge che "[...] l'analisi della risposta sismica globale può essere effettuata con uno dei metodi di cui al § 7.3 delle NTC, con le precisazioni e restrizioni indicate al §7.8.1.5", mentre le verifiche riferite ai meccanismi locali di danno o collasso devono essere eseguite, secondo quanto prescritto nel § C8.7.1.6, facendo riferimento all'analisi limite dell'equilibrio, con particolare attenzione all'approccio cinematico che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso in relazione al quadro fessurativo o agli abachi disponibili. L'obiettivo è quello di valutare l'azione orizzontale che attiva i cinematismi per prevedere eventuali interventi atti a garantire un idoneo regime di sicurezza per la vita umana.

Le verifiche locali realizzate sui macroelementi, della Loggia e del complesso retrostante, saranno riferite allo SLV e l'approccio utilizzato sarà di tipo prestazionale cioè si valuta se l'opera è in grado resistere all'azione di progetto e qual è il valore massimo delle sollecitazioni che la struttura è in grado di sopportare soddisfacendo i margini di sicurezza previsti.

6.1.2 Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento

- Con il termine vita nominale (V_N) si intende il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo a cui è destinata senza sostanziali interruzioni: la Loggia Amulea rientra nella categoria delle opere ordinarie dunque la V_N è di 50 anni.

- La classe d'uso (C_U) tiene conto del grado di affollamento suscettibile dell'opera e dal momento che sono ospitate la sede della polizia locale, dell'ufficio tributi e altri uffici amministrativi si è scelta una classe d'uso $C_U = III$.³

- la vita di riferimento è infine un valore importante utilizzato in fase di verifica sismica ed è il risultato del prodotto tra la vita di riferimento e un coefficiente corrispondente alla classe d'uso cui appartiene l'edificio studiato $V_R = V_N \cdot C_U$

6.2 Analisi dei carichi

6.2.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali

I sopralluoghi effettuati hanno permesso di rilevare sia per la Loggia che per il complesso retrostante la tipologia muraria di riferimento, ovvero: mattoni pieni e malta di calce⁴ le cui resistenze sono contenute nella tabella C8A.2.1 in allegato alla Circolare Ministeriale. I valori riportati in questa tabella fanno riferimento a condizioni di malta con caratteristiche scarse, assenza di ricorsi, paramenti mal collegati o semplicemente accostati, muratura non consolidata e tessitura (nel caso di elementi regolari) realizzata secondo la regola dell'arte.⁵

TIPOLOGIA MURARIA	f_m	τ_0	E	G	W [kN/m ³]
	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
	min - max	min - max	min - max	min - max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

Tabella 6.01 Estratto tab. C8A.2, Circolare 2009

³ Circolare esplicativa NTC 2008, n. 617 2-2-2009, C2.4.2.

⁴ Circolare esplicativa NTC 2008, n. 617 2-2-2009, tab. C8A.2.1.

⁵ *Ibid.*

Con:

- f_m resistenza media a compressione della muratura
- T_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

In relazione ai metodi di analisi e di verifica utilizzati è necessario capire il grado di completezza e di affidabilità dell'informazione raggiunta e poi assumere un adeguato fattore di confidenza (FC) con lo scopo di garantire un idoneo regime di sicurezza.⁶

Relativamente alle proprietà dei materiali si dovranno considerare:

- i minimi degli intervalli definiti in tabella per i valori delle resistenze
- i valori medi degli intervalli per i valori dei moduli elastici

Ne deriva che i valori di calcolo sono:

Muratura in mattoni pieni e malta di calce	f_m [N/cm ²]	T_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
Valori di calcolo	240	6	1500	500	18

Tabella 6.02 Valori di calcolo della muratura

La Circolare 617/2009 in tabella C8A.2.2 prevede inoltre alcuni fattori correttivi che possono essere applicati ai valori di resistenza e ai moduli elastici nel caso in cui siano state riscontrate delle caratteristiche migliorative o peggiorative nella muratura.

Tipologia muraria	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato
Muratura in blocchi squadri e malta di calce	1,5	1,5	-	0,7	1,5	1,5

Tabella 6.03 Estratto tab. C8A.2.2, Circolare 2009

In relazione a quanto è stato possibile ispezionare non si prevede però di utilizzare alcun fattore correttivo che sia migliorativo della qualità muraria.

Si assume invece un coefficiente parziale di sicurezza, per le verifiche, da applicare direttamente alle proprietà dei materiali in fase di calcolo pari a $\gamma_m = 2$

⁶ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, § 8.2.

Ora essendo la Loggia Amulea un bene di interesse storico artistico, poiché si trova nel centro storico di Padova (il fronte della Loggia affaccia inoltre su Prato della Valle), è necessario calcolare il valore di FC facendo riferimento a quanto riportato nelle *Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*.

FC risulta dalla somma dei fattori di confidenza parziali F_{ck} ($k= 1,2,3,4$) ed è determinato dall'espressione⁷:

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck}$$

A seconda del livello di approfondimento conseguito in fase di analisi devono essere scelti valori numerici per F_{C1} , F_{C2} , F_{C3} , F_{C4} .⁸

RILIEVO GEOMETRICO	RILIEVO MATERICO E DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI	PROPRIETA' MECCANICHE DEI MATERIALI	TERRENO E FONDAZIONI
Rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0,05$	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi $F_{C2} = 0,12$	Parametri meccanici desunti da dati già posseduti $F_{C3} = 0,12$	Limitate indagini sul terreno e le fondazioni in assenza di dati geologici e disponibilità di informazioni sulle fondazioni $F_{C4} = 0,06$
Rilievo geometrico completo con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{C1} = 0,0$	Esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi $F_{C2} = 0,06$	Limitate indagini su parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0,06$	Disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0,03$
	Esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi $F_{C2} = 0,00$	Estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0,00$	Estese ed esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0,00$

Tabella 6.04 Coefficienti F_{ck} componenti FC, *Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle NTC*

⁷ *Linee guida per la valutazione e la 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, del 14 gennaio 2008, cap. 4.2.*

⁸ *Linee guida per la valutazione e la 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, del 14 gennaio 2008, tab. 4.1.*

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck}$$

$$F_c = 1 + 0,00 + 0,12 + 0,12 + 0,06 = 1,30^9$$

Ora è possibile calcolare:

$$f_{md} = f_m / (F_c \cdot \gamma_m) = 240 / (1,30 \cdot 2) = 92,308 \text{ [N/cm}^2\text{]} = 0,923 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = \tau_0 / (F_c \cdot \gamma_m) = 6 / (1,30 \cdot 2) = 2,308 \text{ [N/cm}^2\text{]} = 0,023 \text{ MPa}$$

6.2.2 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

Tutte le costruzioni sono interessate da carichi verticali, di diversa natura, che se combinati possono comportare il raggiungimento degli stati limite. I tipi di azioni a cui può essere soggetta una struttura sono classificate in diversi modi:¹⁰

- in base al modo di esplicarsi;
- secondo la risposta strutturale;
- secondo la variazione della loro intensità nel tempo.

È proprio quest'ultima classificazione delle azioni che deve essere considerata per eseguire le verifiche sismiche dei macroelementi. I carichi che devono essere tenuti in conto sono le azioni permanenti G (peso proprio di elementi strutturali e elementi non strutturali), azioni variabili Q (di durata variabile nel tempo), azioni eccezionali A (incendi, esplosioni, impatti) e infine azioni sismiche E (terremoti).

Carichi permanenti strutturali e non strutturali

I carichi permanenti sono quelle azioni che subiscono variazioni praticamente nulle durante la vita nominale dell'opera e possono quindi essere considerate in prima approssimazione costanti nel tempo.¹¹

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

Tabella 6.05 Pesì specifici dei principali materiali da costruzione

¹⁰ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Azioni sulle costruzioni, § 2.5.

¹¹ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, § 2.5.1.3.

È necessario poi fare una distinzione tra i carichi permanenti con funzione strutturale i permanenti non strutturali i quali, nonostante non abbiano funzione strutturale, non sono rimovibili durante la vita di esercizio della costruzione.¹² Per la verifica sismica deve essere utilizzata infine la seguente combinazione di calcolo:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove gli effetti dell'azione sismica sono calcolati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$+ G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki} .$$

LA LOGGIA AMULEA

- LIVELLI AMMEZZATI

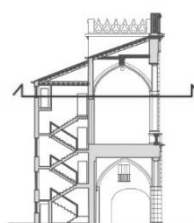
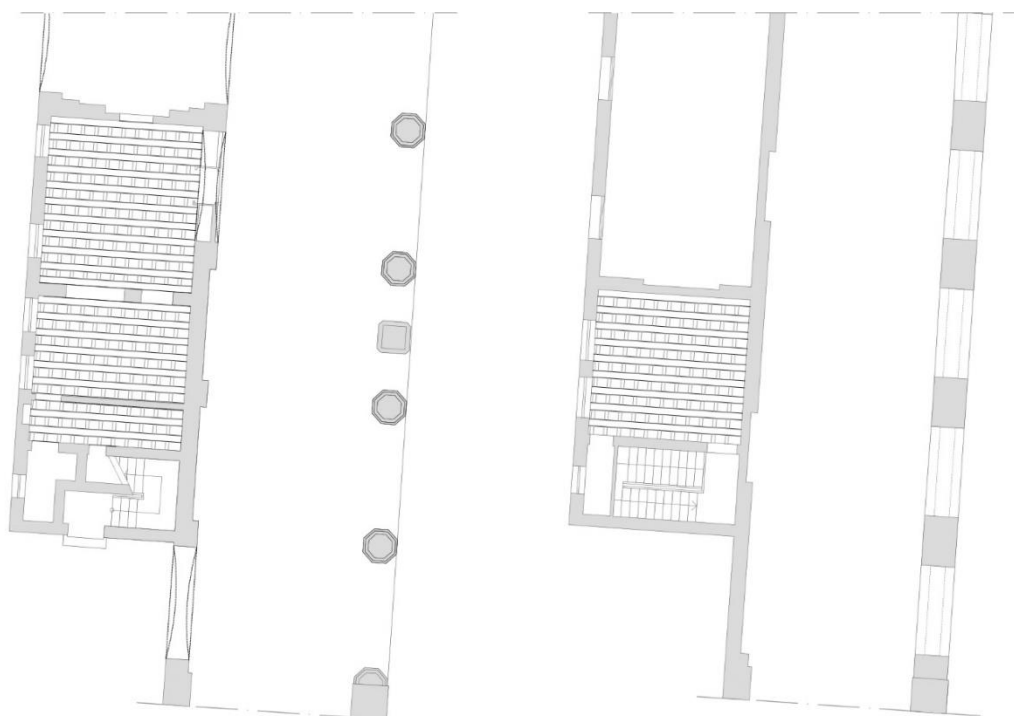


Figura 6.01 Orditura solaio primo piano ammezzato

Figura 6.02 Orditura solaio ultimo piano

¹² D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, § 3.1.3.

Carichi permanenti strutturali G_1 :

Trave 20x26cm (interasse 48cm) $0,20 \times 0,26 \times 1,00 \times 6,00 =$
 $0,312 \times 1,00 / 0,48$ $= 0,65 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Travicelli 10x10 (interasse 40 cm) $0,10 \times 0,10 \times 1,00 \times 6,00 =$
 $0,06 \times 1,00 / 0,40$ $= 0,15 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Assito o pianellato $0,025 \times 1,00 \times 1,00 \times 6,00 = 0,15 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Peso proprio strutturale $G_1 = 0,65 + 0,15 + 0,15 = 0,95 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Pesi portati dalla struttura G_2 :

Pavimento:

- massetto (8cm) $= 1,200 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- allettamento $= 0,300 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- piastrelle di rivestimento $= 0,300 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Soffitto:

- in travicelli di legno, cannicciato
e intonaco a calce $= 0,350 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Peso proprio non strutturale $G_2 = 2,15 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

LIVELLI AMMEZZATI	
Peso proprio della struttura G_1	$0,95 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
Peso permanente del solaio G_2	$2,15 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
Totale peso solaio G	$3,10 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Tabella 6.06 Analisi dei carichi-livelli ammezzati

- **PIANEROTTOLO DI SBARCO DELLO SCALONE D'ONORE**

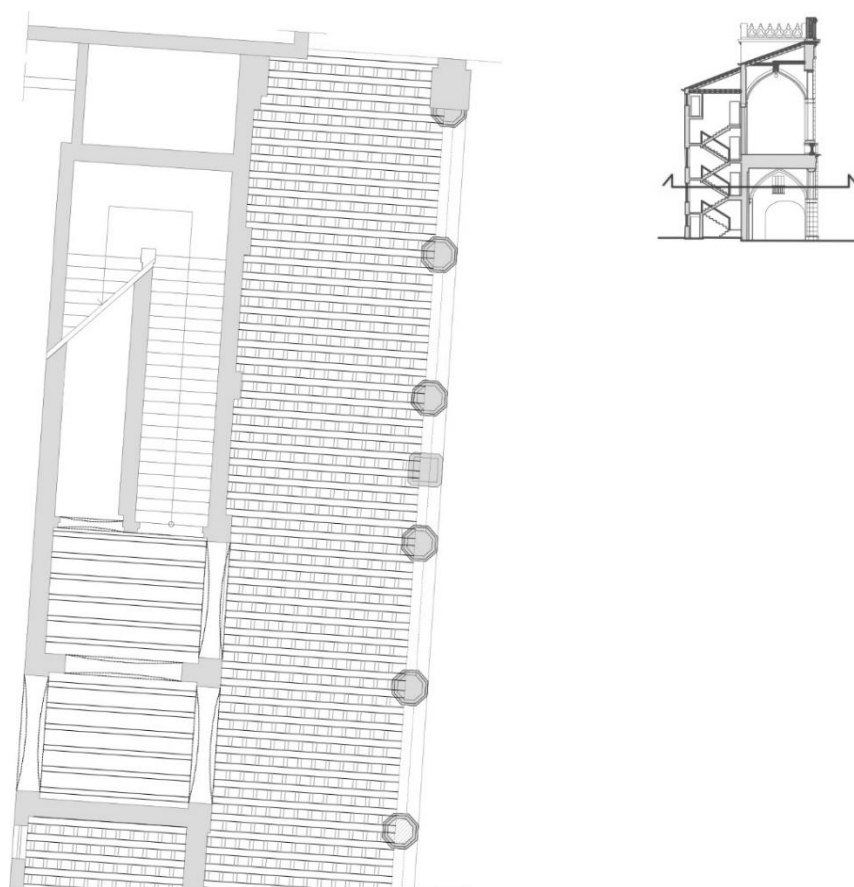


Figura 6.03 Orditura solaio del pianerottolo di sbarco

Carichi permanenti strutturali G_1 :

Trave 20x26cm (interasse 60cm)	$0,20 \times 0,26 \times 1,00 \times 6,00 =$	
	$0,312 \times 1,00 / 0,60 =$	0,52 [kN/m ²]
Travicelli 10x10 (interasse 40 cm)	$0,10 \times 0,10 \times 1,00 \times 6,00 =$	
	$0,06 \times 1,00 / 0,40 =$	0,15 [kN/m ²]
Assito o pianellato	$0,025 \times 1,00 \times 1,00 \times 6,00 =$	0,15 [kN/m ²]

Peso proprio strutturale $G_1 = 0,52 + 0,15 + 0,15 = 0,82$ [kN/m²]

Pesi portati dalla struttura G_2 :

Pavimento:

- massetto (8cm) = 1,200 [kN/m²]
- allettamento = 0,300 [kN/m²]
- graniglia (terrazzo veneziano) (21 kN/m³) = 0,420 [kN/m²]

Soffitto:

- in travicelli di legno, cannicciato
e intonaco a calce = 0,350 [kN/m²]

Peso proprio non strutturale $G_2 = 2,27$ [kN/m²]

AREA DI ARRIVO AL PIANO NOBILE	
Peso proprio della struttura G_1	0,82 [kN/m ²]
Peso permanente del solaio G_2	2,27 [kN/m ²]
Totale peso solaio G	3,09 [kN/m²]

Tabella 6.07 Analisi dei carichi

- **PIANO NOBILE E LIVELLO LOGGIATO**

Il pavimento del piano nobile è un terrazzo alla veneziana e non si ha un semplice controsoffitto piano bensì delle volte non strutturali in canniccio.

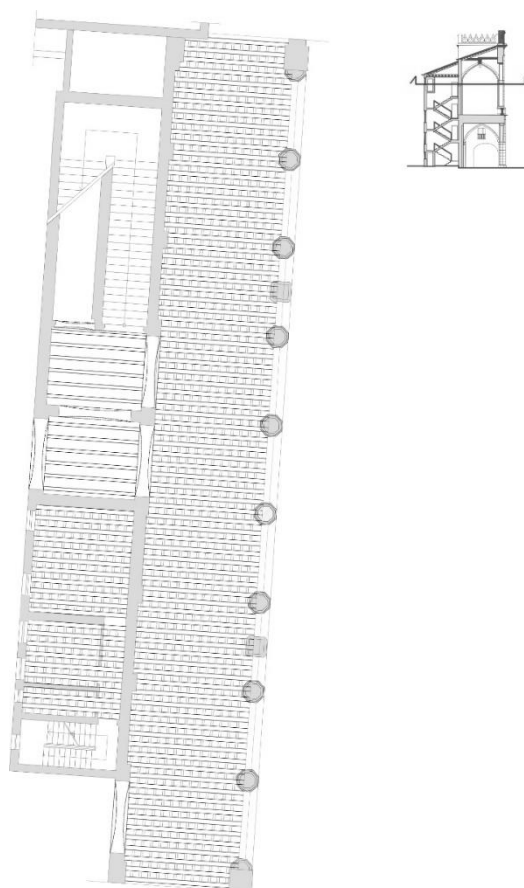


Figura 6.04 Orditura solaio del piano nobile

$$\begin{aligned} \text{Trave } 20 \times 26 \text{ cm (interasse } 48 \text{ cm)} & \quad 0,20 \times 0,26 \times 1,00 \times 6,00 = \\ & \quad 0,312 \times 1,00 / 0,48 = 0,65 \text{ [kN/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Travicelli } 10 \times 10 \text{ (interasse } 40 \text{ cm)} & \quad 0,10 \times 0,10 \times 1,00 \times 6,00 = \\ & \quad 0,06 \times 1,00 / 0,40 = 0,15 \text{ [kN/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

$$\text{Assito o pianellato} \quad 0,025 \times 1,00 \times 1,00 \times 6,00 = 0,15 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso proprio strutturale } G_1 = 0,65 + 0,15 + 0,15 = 0,95 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Pesi portati dalla struttura G_2 :

Pavimento:

- massetto (8cm) = 1,200 [kN/m²]
- allettamento = 0,300 [kN/m²]
- graniglia (terrazzo veneziano) (21 kN/m³) = 0,6 [kN/m²]

Soffitto:

- volte in canniccio
con struttura di sostegno in legno = 0,350 [kN/m²]

Peso proprio non strutturale $G_2 = 2,45 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

PIANO NOBILE E LIVELLO LOGGIATO	
Peso proprio della struttura G_1	0,95 [kN/m ²]
Peso permanente del solaio G_2	2,45 [kN/m ²]
Totale peso solaio G	3,4 [kN/m²]

Tabella 6.08 Analisi dei carichi-piano nobile

- **SOLAIO DI COPERTURA**

La struttura della copertura della Loggia Amulea è stata ispezionata attraverso una botola posta all'ultimo livello ammezzato. Si è constatata la presenza di un controsoffitto ligneo non calpestabile e la presenza di volte in canniccio appese alla copertura che invece è costituita da due falde caratterizzate dalla medesima inclinazione e struttura con travi lignee e tavelle in cotto.

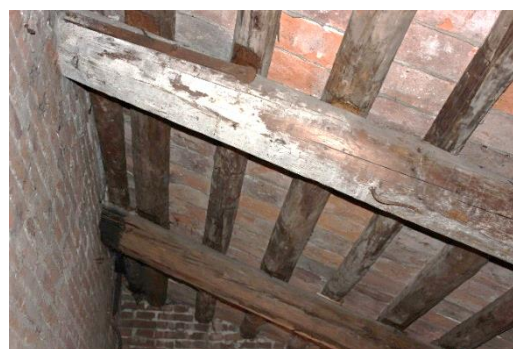
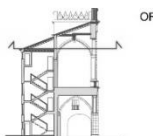
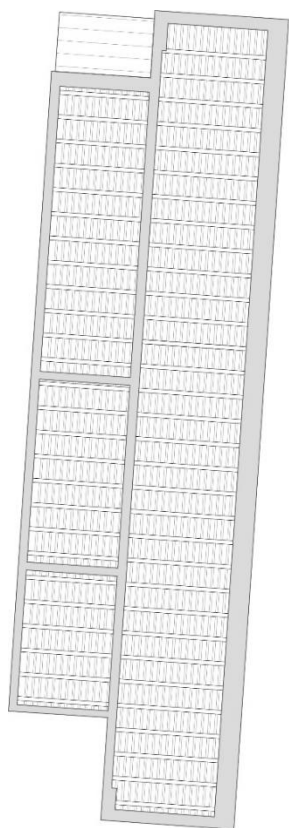


Figura 6.06 Orditura travi di copertura



Figura 6.07 Controsoffitto ligneo

Figura 6.05 Orditura solaio di copertura

Carichi permanenti strutturali della copertura G_1 :

$$\begin{aligned} \text{Trave } 20 \times 26 \text{ cm (interasse } 120 \text{ cm)} \quad & 0,20 \times 0,26 \times 1,00 \times 6,00 = \\ & 0,312 \times 1,00 / 1,20 = 0,26 \text{ [kN/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Travicelli } 10 \times 10 \text{ (interasse } 35 \text{ cm)} \quad & 0,10 \times 0,10 \times 1,00 \times 6,00 = \\ & 0,06 \times 1,00 / 0,35 = 0,17 \text{ [kN/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

$$\text{Peso proprio strutturale } G_1 = 0,26 + 0,17 + 0,15 = 0,43 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Pesi relativi al manto di copertura G_2 :

Copertura:

- tavelle in cotto (18 [kN/m²]) = 0,54 [kN/m²]
- manto impermeabilizzante = 0,10 [kN/m²]
- coppi = 0.60 [kN/m²]

Controsoffitto:

- controsoffitto o volte in canniccio con struttura di sostegno in legno e intonaco di calce = 0,35 [kN/m²]

Peso proprio non strutturale $G_2 = 1,59$ [kN/m²]

Solaio di copertura	
Peso proprio della struttura G_1	0,43 [kN/m ²]
Peso permanente del solaio G_2	1,59 [kN/m ²]
Totale peso solaio di copertura G	2,02 [kN/m²]

Tabella 6.09 Analisi dei carichi-copertura

Carichi variabili

Riferendosi a quanto riportato in normativa¹³ si calcolano i valori dei carichi variabili che dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera. Sempre la normativa identifica tre differenti tipologie di carichi variabili:

- Carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- Carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- Carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

Nel caso specifico della Loggia in relazione alle destinazioni d'uso presenti si andranno a considerare¹⁴ le seguenti categorie:

¹³ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, § 3.1.4.

¹⁴ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, tab. 3.1.II.

Categoria	Ambienti	Carico di esercizio o q_k [kN/m ²]	Coefficiente di combinazione Ψ_{2j} ¹⁵
B	Uffici Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	0,3
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	0,6
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	0,0
	Neve (a quota ≤ 1000 s.l.m.)		0,0

Tabella 6.10 Carichi di esercizio e coefficienti di combinazione sismica

Come risulta evidente dall'analisi fatta sulle destinazioni d'uso gli uffici (Cat. B2) si concentrano sulla porzione più a sud della costruzione e interessano solamente i livelli ammezzati, mentre lo scalone d'onore e il piano nobile assieme al livello loggiato, occupano il fronte verso Prato della Valle e la porzione di superficie più a nord e sono considerati ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C2).

¹⁵D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, tab. 2.5.I.

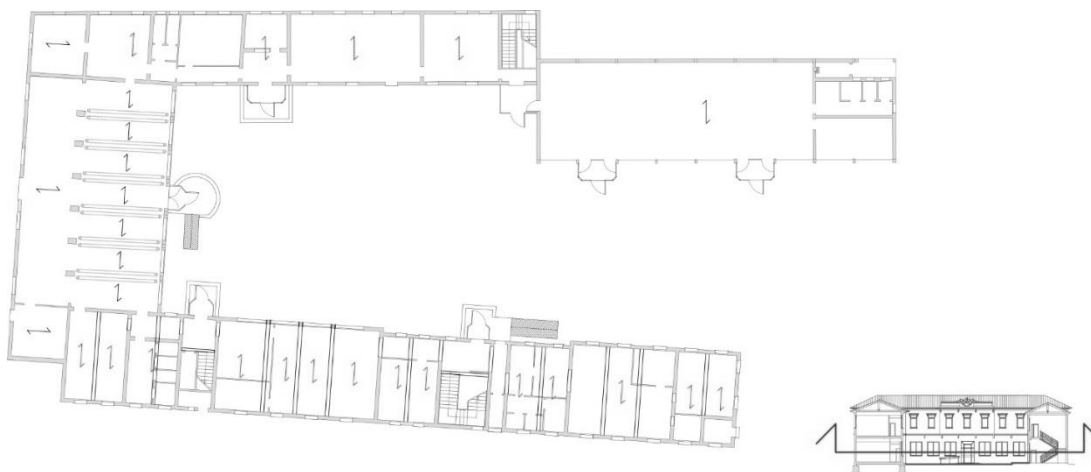
- **COMPLESSO RETROSTANTE LA LOGGIA AMULEA**

Per il complesso retrostante si assume la stessa tipologia muraria della Loggia Amulea senza applicare i fattori correttivi alle resistenze e ai moduli elastici. Si considera dunque una muratura in mattoni pieni e malta di calce delle seguenti caratteristiche:

Muratura in mattoni pieni e malta di calce	f_m [N/cm ²]	T_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
Valori di calcolo	240	6	1500	500	18

Tabella 6.11 Valori di calcolo della muratura

Il valore del fattore di confidenza FC è il medesimo della Loggia e pari a 1,30 che corrisponde ad un livello di conoscenza limitato. Per questo complesso è necessario fare delle ipotesi verosimili circa la tipologia dei solai intermedi e della copertura. Le loro caratteristiche non sono state rilevate a causa della presenza di una diffusa controsoffittatura realizzata con listelli metallici. In ordine a quanto ipotizzato nel capitolo del rilievo strutturale è plausibile pensare che il solaio intermedio sia di tipo ligneo.



Solaio in legno + pavimento + controsoffitto = 2,5 [kN/m²]

Figura 6.08 Orditura solaio piano terra

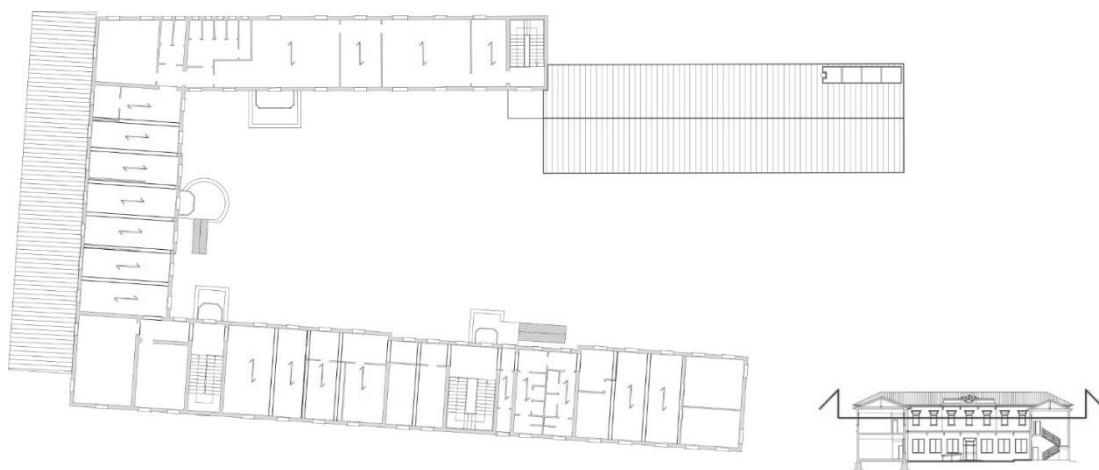


Figura 6.09 Orditura solaio di copertura

Per la copertura invece sono state ipotizzate delle capriate lignee che sono state ipotizzate a distanza di circa 2,50m l'una dall'altra con inclinazione tra catena e puntone di 25°. Al di sopra della parte strutturale si prevede la presenza di terzere (0,15m x 0,15m) e tavole in cotto. A completare il pacchetto costruttivo vi è un manto di copertura

- Copertura lignea e manto di coppi+ guaina+ impianti+ controsoffitto = 1,20 + 0,70 = 1,90 [kN/m²]

ANALISI DEI CARICHI DEL COMPLESSO RETROSTANTE LA LOGGIA	
Solaio piano terra	G = 2,50 kN/m ²
Copertura	G = 1,90 kN/m ²

Tabella 6.12 Analisi dei carichi-piano terra

Per la copertura della porzione più a ovest ad un solo piano fuori terra si è ipotizzato un solaio in latero cemento delle seguenti caratteristiche:

Carichi permanenti strutturali della copertura G₁:

Solaio in latero-cemento 2,80 [kN/m²]

Pesi relativi al manto di copertura G₂:

- Manto impermeabilizzante di asfalto o simile 0,3 [kN/m²]

Solaio di copertura	
Peso proprio della struttura G_1	2,8 [kN/m ²]
Peso permanente del solaio G_2	0,5 [kN/m ²]
Totale peso solaio di copertura G	3,1 [kN/m²]

Tabella 6.13 Analisi dei carichi-copertura

Le destinazioni d'uso del complesso sono le seguenti¹⁶:

Categoria	Ambienti	Carico di esercizio q_k [kN/m ²]	Coefficiente di combinazione ψ_{2j} ¹⁷
B	Uffici		
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	0,3
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	
C	Ambienti suscettibili di affollamento		
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	0,6
H	Coperture e sottotetti		
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	0,0
	Neve (a quota ≤ 1000 s.l.m.)		0,0

Tabella 6.14 Carichi di esercizio e coefficienti di combinazione sismica

¹⁶ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, tab. 3.1.II.

¹⁷ Ivi, tab. 2.5.I.

- DIMENSIONAMENTO DI UN PORTALE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Un ragionamento a parte merita l'ala ovest che presenta una struttura a telaio in calcestruzzo armato di cui, però, sono note solamente le caratteristiche geometriche. Al fine di comprendere il reale comportamento della struttura si ipotizza quindi di studiare un portale in calcestruzzo armato incastrato a terra. La verifica viene eseguita secondo la normativa vigente e serve soprattutto a dimensionare e prevedere il numero di ferri di armatura che ci si dovrebbe aspettare con una serie di verifiche eseguite in sito; si deve, però, tenere conto che le tecniche di progettazione e verifica sono cambiate radicalmente negli ultimi sessant'anni, dunque questi dati potrebbero non coincidere con quelli reali.

Si parte da uno studio generale delle caratteristiche meccanica del calcestruzzo e dell'acciaio ipotizzando per il primo una classe C20/25 e per il secondo la tipologia B450C.

Per le seguenti formule si fa riferimento al D.M. 14-01-2008, con riferimento al §4.1.2 che riguarda le verifiche agli stati limite per costruzioni civili ed industriali.

Resistenza di calcolo dei materiali (§4.1.2.1.1)

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$;

- α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;
- f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni

dove $f_{ck} = R_{ck} \cdot 0,83$; $\alpha_{cc} = 0,85$; $\gamma_c = 1,5$.

Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$;

modulo elastico: $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}$ dove $f_{cm} = f_{ck} + 8$;

modulo di Poisson: $\nu = 0,2$.

Se si ipotizza l'utilizzo di calcestruzzo C20/25 ($R_{ck}=52 \text{ N/mm}^2$, $f_{ck}=20\text{N/mm}^2$) ricavo:

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,83}{1,5} = 11,7 \text{ N/mm}^2; f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2; E_c = 30200 \text{ N/mm}^2.$$

Per l'acciaio valgono invece le seguenti espressioni,

resistenza a trazione $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ con $\gamma_s = 1,15$;

modulo elastico $E_s = 210000N / mm^2$;

deformazione al limite elastico $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$;

Per un acciaio del tipo B450C: $f_{yk} = 450N / mm^2$

$$f_{yd} = \frac{450}{1,15} = 391,3N / mm^2; \varepsilon_{yd} = \frac{391,3}{210000} = 0,00186$$

Note le caratteristiche meccaniche dei materiali da costruzione, ora è necessario calcolare l'azione di progetto. In questa circostanza, dove si simula una progettazione è necessario riferirsi alla combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Carichi permanenti strutturali :

solaio $G_{1,1} = 2,8 \text{ kN/m}^2$

trave $G_{1,2} = 3,75 \text{ kN/m}$

Carichi permanenti non strutturali:

massetto, pavimento,.. $G_2 = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Carico accidentale per ufficio aperto al pubblico:

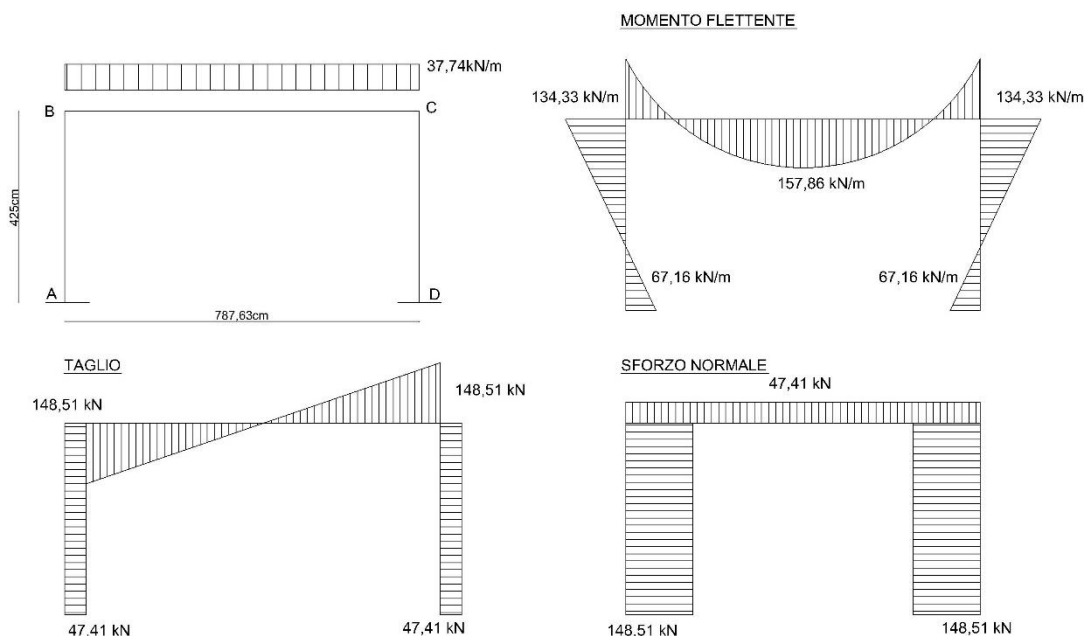
$Q_{k,1} = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Interasse tra le travi: $i = 2,60 \text{ m}$

Area di influenza: $A_{\text{infl}} = 20,36 \text{ m}^2$

Combinazione di carico:
 $1,3 \cdot 2,8 \cdot 2,6 + 1,3 \cdot 3,75 + 1,5 \cdot 3,0 \cdot 2,60 + 1,5 \cdot 1 \cdot 3,0 \cdot 2,6 = 37,74 \text{ kN/m}$

Sollecitazioni agenti sulla trave:



Nodi	A	B	C	D	(CD)/2
M_{Ed} [kNm]	67,16	-134,33	-134,33	67,16	157,86
T_{Ed} [kN]	-47,41	-148,51	148,51	+47,41	0
N_{Ed} [kN]	-148,51	+47,41	+47,41	-148,51	+47,41

Ora si procede alla verifica di travi e pilastri allo Stato Limite di salvaguardia della Vita per determinare la quantità minima di ferri di armatura

PROGETTAZIONE E VERIFICA DELLA TRAVE (300 x 500) mm:

AZIONI	GEOMETRIA	CLS	$f_{cd} = 11,7 \text{ N/mm}^2$
$M_{Ed} = 157,86 \text{ [kNm]}$	$b = 300 \text{ mm}$		$f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$
$N_{Ed} = 47,41 \text{ [kN]}$	$h = 500 \text{ mm}$		$E_c = 30200 \text{ N/mm}^2$
$V_{Ed} = 148,51 \text{ [kN]}$	$c = 30 \text{ mm}$		
	$d = h - 30 = 470 \text{ mm}$	ACCIAO	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
	$x_{lim} = 0,64 \cdot d = 300,8 \text{ mm}$		$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$
	$y_s = d - x_{lim} = 220 \text{ mm}$		

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

In mezzera della trave $M_{Esd} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot y_s = 157,86 - 47,41 \cdot 0,220 = 147,43 \text{ [kNm]}$

Se si considera il diagramma parabola-rettangolo si ricava il valore di:

$$\beta_1 = 0,81; \beta_2 = 0,416$$

$$M_{lim} = \beta_1 \cdot x_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (d - \beta_2 \cdot x_{lim}) = 0,81 \cdot 300,8 \cdot 11,7 \cdot 300 \cdot (470 - 0,416 \cdot 300,8) = 294,93 [kNm]$$

$M_{lim} = 294,93 [kNm] > M_{Esd} = 147,43 [kNm]$, non è dunque necessario ricorrere all'utilizzo di armatura supplementare. Calcolo ora la posizione dell'asse neutro:

$$x = \frac{d}{2 \cdot \beta_2} - \sqrt{\left(\frac{d}{2 \cdot \beta_2}\right)^2 - \frac{M_{Esd}}{\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 123,92 [mm]$$

Ricavo la quantità di armatura necessaria in zona tesa, e poi la traduco in un equivalente numero di ferri.

$$A_s = \frac{M_{Esd}}{f_{yd} \cdot (d - \beta_2 \cdot x)} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{147,43 \cdot 10^6}{391,3 \cdot (470 - 0,416 \cdot 123,92)} + \frac{47,41 \cdot 10^3}{391,3} = 1022 [mm^2]$$

Devo usare almeno 4 ϕ 20 in zona tesa, mentre in zona compressa si utilizzano i minimi di legge quindi si utilizzano due ferri longitudinale del tipo ϕ 16.

VERIFICA A TAGLIO

$$V_{Rdc} = [C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 = 1,652$$

$$C_{Rdc} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$\text{Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale } \rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{1256}{300 \cdot 470} = 0,009$$

$$\text{Tensione media di compressione nella sezione } \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0,3$$

$$V_{Rdc} = 79,60 [kN]$$

$V_{Rdc} = 79,60 [kN] \leq V_{Ed} = 148,51 [kN]$ quindi è necessario progettare l'armatura a taglio per la trave.

$$V_{Rd,max} = \frac{0,5 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d}{\cot g\theta + tg\theta} = \frac{0,5 \cdot 11,7 \cdot 300 \cdot 0,9 \cdot 470}{2,5 + 0,4} = 255,99[kN] > V_{Ed}$$

Suppongo di utilizzare staffe $\phi 10$, e imponendo $V_{Rds}=V_{Ed}$, ricavo allora il passo che devono avere le staffe.

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{S} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \cot g\theta \rightarrow S = \frac{41379,98}{148,5} = 278,95mm$$

$$A_{sw,min} = 1,5 \cdot b = 1,5 \cdot 300 = 450 \left[\frac{mm^2}{m} \right] \rightarrow \frac{100}{0,20} \left[\frac{mm^2}{m} \right] = 500 \left[\frac{mm^2}{m} \right] \rightarrow 1\phi 8/20.$$

Quindi da normativa la trave verrà armata con 4 $\phi 18$ in zona tesa, 2 $\phi 16$ in zona compressa e staffe $\phi 16/20$.

PROGETTAZIONE E VERIFICA DEL PILASTRO (300x300) mm:

AZIONI	GEOMETRIA	CLS	$f_{cd} = 11,7 \text{ N/mm}^2$
$M_{Ed} = 134,33 \text{ [kNm]}$	$b = 300 \text{ mm}$		$f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$
$N_{Ed} = - 148,51 \text{ [kN]}$	$h = 300 \text{ mm}$		$E_c = 30200 \text{ N/mm}^2$
$V_{Ed} = - 47,41 \text{ [kN]}$	$c = 30 \text{ mm}$		
	$d = h - 30 = 270 \text{ mm}$	ACCIAIO	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
	$x_{lim} = 0,64 \cdot d = 172,8 \text{ mm}$		$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$
	$y_s = 120 \text{ mm}$		

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

In mezzera della trave $M_{Esd} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot y_s = 134,33 + 148,51 \cdot 0,12 = 152,15 \text{ [kNm]}$

Se si considera il diagramma parabola-rettangolo si ricava il valore di:

$$\beta_1 = 0,81; \beta_2 = 0,416$$

$$M_{lim} = \beta_1 \cdot x_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (d - \beta_2 \cdot x_{lim}) = 0,81 \cdot 172,8 \cdot 11,7 \cdot 300 \cdot (270 - 0,416 \cdot 172,8) = 97,33 \text{ [kNm]}$$

$M_{lim} = 97,33 \text{ [kNm]} < M_{Esd} = 152,15 \text{ [kNm]}$, è dunque necessario ricorrere all'utilizzo di armatura supplementare.

$$\Delta M_{Esd} = M_{Esd} - M_{lim} = 152,15 - 97,33 = 54,82 \text{ [kNm]}$$

Ricavo la quantità di armatura necessaria in zona tesa, e poi la traduco in un equivalente numero di ferri.

$$A_s' = \frac{\Delta M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (d - c)} = \frac{54,82 \cdot 10^6}{391,3 \cdot (270 - 30)} = 583,74 [\text{mm}^2]$$

Devo usare almeno 3φ16 in zona compressa per avere la corretta quantità di armatura supplementare, mentre in zona tesa servono:

$$A_s = \frac{M_{lim}}{f_{yd} \cdot (d - \beta_2 \cdot x_{lim})} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} + A_s' = \frac{97,33 \cdot 10^6}{391,3 \cdot (270 - 0,416 \cdot 172,8)} - \frac{148,51 \cdot 10^3}{391,3} + 583,74$$

$$= 1459,72 \text{ mm}^2$$

Quindi in zona tesa servono 5φ20 con $A_{sI} = 1570 \text{ mm}^2$

VERIFICA A TAGLIO

$$V_{Rdc} = \left[C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 = 1,86$$

$$C_{Rdc} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$\text{Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale } \rho_l = \frac{A_{sI}}{b \cdot d} = 0,018$$

$$\text{Tensione media di compressione nella sezione } \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 1,83$$

$$V_{Rdc} = 81,93 [\text{kN}]$$

$$V_{Rdc} = 81,93 [\text{kN}] > V_{Ed} = 47,41 [\text{kN}] \text{ quindi è necessario progettare l'armatura minima}$$

a taglio per il pilastro che è definita secondo questi tre principi.

- Almeno 3 staffe ogni metro lineare;
- Passo non superiore a 0,8d;
- $A_{sw} = 1,5b$.

Per rispettare queste condizioni devo utilizzare staffe φ8/20.

PROGETTAZIONE E VERIFICA DEL PILASTRO (460x740) mm:

AZIONI	GEOMETRIA	CLS	$f_{cd} = 11,7 \text{ N/mm}^2$
$M_{Ed} = 134,33 \text{ [kNm]}$	$b = 460 \text{ mm}$		$f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$
$N_{Ed} = -148,51 \text{ [kN]}$	$h = 740 \text{ mm}$		$E_c = 30200 \text{ N/mm}^2$
$V_{Ed} = -47,41 \text{ [kN]}$	$c = 40 \text{ mm}$		
	$d = h - 40 = 700 \text{ mm}$	ACCIAIO	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
	$x_{lim} = 0,64 \cdot d = 448 \text{ mm}$		$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$
	$y_s = 330$		

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

In mezzera della trave $M_{Esd} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot y_s = 134,33 + 148,51 \cdot 0,330 = 183,34 \text{ [kNm]}$

Se si considera il diagramma parabola-rettangolo si ricava il valore di:

$$\beta_1 = 0,81; \beta_2 = 0,416$$

$$M_{lim} = \beta_1 \cdot x_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (d - \beta_2 \cdot x_{lim}) = 0,81 \cdot 448 \cdot 11,7 \cdot 300 \cdot (270 - 0,416 \cdot 448) = 106,52 \text{ [kNm]}$$

$M_{lim} = 106,52 \text{ [kNm]} < M_{Esd} = 183,34 \text{ [kNm]}$, è dunque necessario ricorrere all'utilizzo di armatura supplementare. Calcolo ora la posizione dell'asse neutro:

$$\Delta M_{Esd} = M_{Esd} - M_{lim} = 183,34 - 106,52 = 76,82 \text{ [kNm]}$$

Ricavo la quantità di armatura necessaria in zona tesa, e poi la traduco in un equivalente numero di ferri.

$$A_s' = \frac{\Delta M_{Esd}}{f_{yd} \cdot (d - c)} = \frac{76,82 \cdot 10^6}{391,3 \cdot (700 - 40)} = 297,45 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Devo usare almeno $2\phi 14$ in zona compressa per avere la corretta quantità di armatura supplementare, mentre in zona tesa servono:

$$A_s = \frac{M_{lim}}{f_{yd} \cdot (d - \beta_2 \cdot x_{lim})} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} + A_s' = \frac{106,52 \cdot 10^6}{391,3 \cdot (700 - 0,416 \cdot 448)} - \frac{148,51 \cdot 10^3}{391,3} + 297,45$$

$$= 447,91 \text{ mm}^2$$

Quindi in zona tesa servono $3\phi 16$ con $A_s = 603 \text{ mm}^2$

VERIFICA A TAGLIO

$$V_{Rdc} = [C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 = 1,53$$

$$C_{Rdc} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{603}{460 \cdot 700} = 0,0019$

Tensione media di compressione nella sezione $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0,436$

$$V_{Rdc} = 114,9[kN]$$

$V_{Rdc} = 114,9[kN] \geq V_{Ed} = 47,41[kN]$ quindi è possibile utilizzare armatura minima a taglio, ovvero staffe $\phi 8$ a due bracci, che rispettino le seguenti condizioni:

- Almeno 3 staffe ogni metro lineare;
- Passo non superiore a $0,8d$;
- $A_{sw} = 1,5b$.

Per rispettare queste condizioni devo utilizzare staffe $\phi 10/20$.

Il calcolo manuale appena eseguito permette di ricavare il numero di ferri d'armatura da utilizzare nelle travi e nei pilastri di un telaio in calcestruzzo armato di cui sono noti i parametri della sollecitazione (PDS) e le caratteristiche geometriche. Nel modello 3Muri eseguito in seguito sono, però, utilizzate armature minime non coincidenti con i ferri appena calcolati sia per questioni di sicurezza che di rappresentatività del modello.

6.2.3 Carico neve

Sulla copertura il carico neve è dato dalla seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8^{18}$$

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

¹⁸ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Carico neve, § 3.4.1.

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al successivo § 3.4.2, delle NTC del 2008, per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3 delle NTC del 2008;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4 delle NTC del 2008.

$\mu_i = 0,8 \quad 0 \leq \alpha \leq 30$ (sia per Loggia che per complesso retrostante)

$q_{sk} = 1 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$ (Padova appartiene alla Zona II)

$C_E = 1$

$C_t = 1$

$q_s = 0,8 \text{ kN/m}^2$

(coefficiente di combinazione per azione sismica: neve $\leq 1000\text{m}$ $\Psi_{2j}=0$).

6.2.4 Azione sismica

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima (a_g) attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie orizzontale (di categoria A) nonché in relazione alle ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S(T)$ e, con riferimento a prefissate probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R).¹⁹ Per conoscere le diverse forme spettrali è necessario calcolare i valori dei seguenti parametri:

a_g - accelerazione massima orizzontale 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.

I dati sismici relativi al sito dove sorge il complesso della Loggia Amulea sono stati ricavati dal programma Excel "Spettri-NTC ver 1.03"²⁰, messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Questo programma permette di calcolare il valore degli spettri di risposta delle componenti orizzontali e verticali del sito di interesse, purché si trovi nel territorio nazionale italiano. Per ottenere i risultati cercati è necessario completare le tre fasi di cui il programma si compone:

- Fase 1. Individuazione della pericolosità del sito
- Fase 2. Scelta della strategia di progettazione

¹⁹ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Azione sismica, § 3.2.

²⁰ <http://www.cslp.it>

- Fase 3. Determinazione dell'azione di progetto

Ciascuna fase è rappresentata da una schermata dove bisogna inserire i dati relativi al sito su cui sorge l'edificio e/o le caratteristiche tipologiche dell'edificio stesso. Ciascuna schermata è inoltre divisa in sotto schermate, se lo sfondo di una di queste è grigio scuro l'utente può interagire con l'interfaccia, se invece lo sfondo è grigio chiaro è possibile effettuare un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. La prima fase riguarda la caratterizzazione del sito ovvero del comune dove si trova il



Figura 6.10 Interfaccia del programma Spettri-NTC ver 1.03-Prima fase

fabbricato. Vi è comunque la possibilità di fare una ricerca per coordinate inserendo il codice ISTAT del comune analizzato.

Nella fase 2 è richiesto di identificare la tipologia di manufatto inserendo anche la vita nominale dell'opera (V_N) e il coefficiente d'uso della costruzione (C_U).

- V_N numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.²¹

²¹ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Vita Nominale, § 2.4.1.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie - opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	<u>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale</u>	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 6.15 Vita nominale e tipi di costruzioni

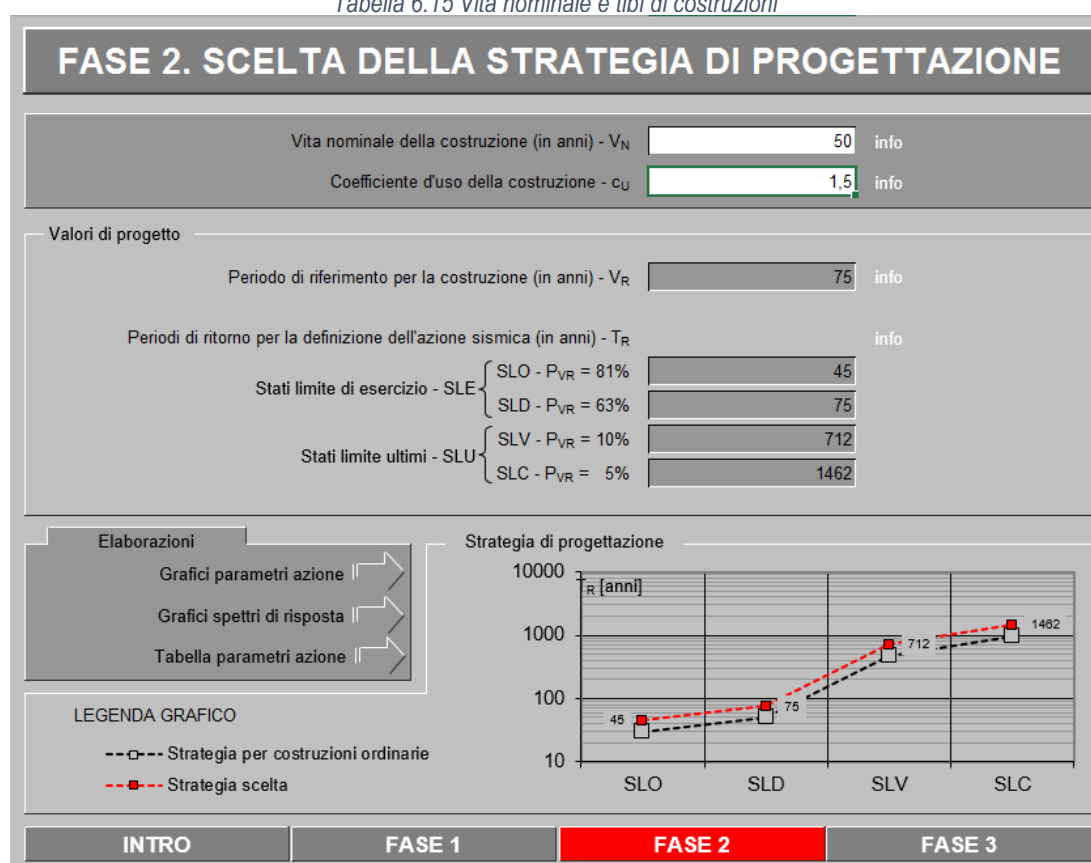


Figura 6.11 Interfaccia del programma Spettri-NTC ver 1.03-Seconda fase

C_U è definito al variare della classe d'uso

Classe I: presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli (coeff. C_U : 0,7);

Classe II: normali affollamenti (coefficiente C_U : 1,0);

Classe III: affollamenti significativi (coefficiente C_U : 1,5);

Classe VI: funzioni pubbliche o strategiche importanti (coefficiente C_U : 2,0).²² Per l'edificio in esame si è scelta una V_N di 50 anni e Classe d'uso III che corrisponde ad un coefficiente $C_U= 1,5$. La Loggia ospita infatti una serie di uffici al piano terra e agli ammezzati, inoltre, fino a qualche anno fa, il piano nobile era destinato alla celebrazione di matrimoni civili. Il complesso retrostante invece ospita una serie di uffici del Comune di Padova e la sede della Polizia Municipale. Dai valori di V_N e C_U è possibile poi ricavare il periodo di riferimento dell'azione sismica V_R che deriva dal prodotto di V_N e C_U .²³

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75$$

Stati Limite		P_{VR} , probabilità di superamento nel periodo di riferimento
Stato Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stato Limite Ultimo	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 6.16 Stati Limite e relative probabilità di superamento

Con riferimento allo SLV si ricavano i seguenti valori di riferimento:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,036	2,547	0,242
SLD	75	0,043	2,534	0,279
SLV	712	0,099	2,597	0,342
SLC	1462	0,126	2,594	0,355

Tabella 6.17 Valori di a_g , F_0 , T_c^* per periodi di ritorno associati a ciascun SL ed in riferimento al caso in esame

In particolare quelli che ci interessano maggiormente sono:

$$a_g = 0,099 \text{ g} = 0,099 \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 = 0,971 \text{ m/s}^2;$$

$$F_0 = 2,597;$$

$$T_c^* = 0,342 \text{ s};$$

²² D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Classi d'uso, § 2.4.2.

²³ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Periodo di riferimento per l'azione sismica, § 2.4.3.

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento

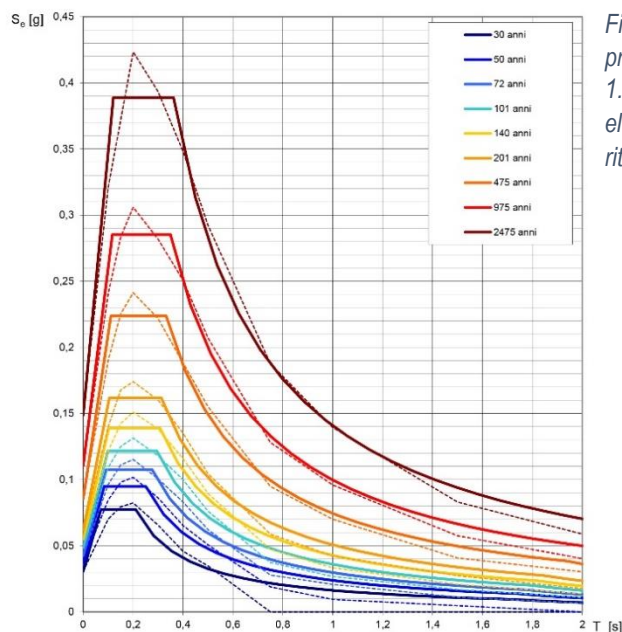


Figura 6.12 Interfaccia del programma Spettri-NTC ver 1.03-Spettri di risposta elastici per periodo di ritorno T_R

NOTA:
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

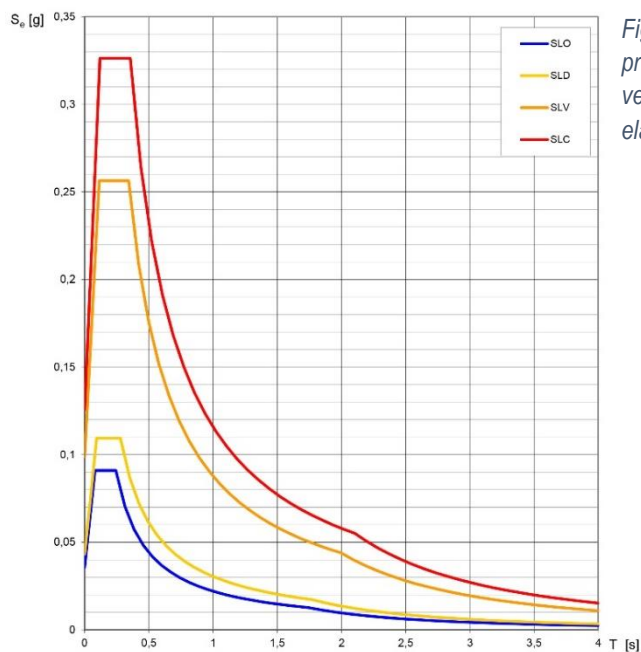


Figura 6.13 Interfaccia del programma Spettri-NTC ver 1.03-Spettri di risposta elastici per i diversi SL

Per poter svolgere lo studio della valutazione della sicurezza sismica è necessario anche conoscere le caratteristiche del terreno su cui poggiano le fondazioni. La tipologia di suolo è, infatti, una discriminante non trascurabile nella risposta all'azione sismica sollecitante. La normativa individua essenzialmente cinque differenti categorie di suolo²⁴:

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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 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).
<u>C</u>	<u>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).</u>
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ 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	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 6.18 Individuazione delle diverse categorie di suolo

La tipologia di terreno da considerare nel presente lavoro di tesi è la “C”, scelta confermata dai documenti d'archivio dove non si accenna a terreni con scarse qualità meccaniche. La quota a cui sono impostate le fondazioni -1,50 m. suggerisce, infatti, che il terreno abbia buone caratteristiche.

²⁴ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Azione sismica, § 3.2.2.

$$S_s = 1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50 = 1,50$$

$$C_c = 1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33} = 1,4961$$

Le categorie topografiche individuate dalla normativa sono quattro:

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

Tabella 6.18 Caratterizzazione del coefficiente topografico

Poiché il terreno su cui sorge la Loggia Amulea è pianeggiante si deve prendere il valore di S_T pari ad 1.

Riassumendo i risultati finora ottenuti ricaviamo che:

categoria suolo tipo C → $S_s = 1,50$ coeff. di amplificazione stratigrafica

$$\rightarrow C_c = 1,4961$$

categoria topografica T1 → $S_T = 1$ coeff. di amplificazione topografica

Suolo e sottosuolo influiscono sullo spettro di risposta elastico e questo ci permette di ricavare il valore di:

$$S = S_s \cdot S_T = 1,50 \cdot 1,00 = 1,50.$$

La categoria di sottosuolo è invece funzione del periodo (T_c^*) di inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

Nota il valore di T_c^* è possibile poi calcolare gli altri periodi notevoli dello spettro:

- Primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione in esame $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$, dove $C_1 = 0,05$ e H è l'altezza complessiva dell'edificio;
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_c = C_c \cdot T_c^*$;
- Periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro $T_B = T_c/3$;

- Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro $T_D = 4 \cdot (a_g/g) + 1,6$.²⁵

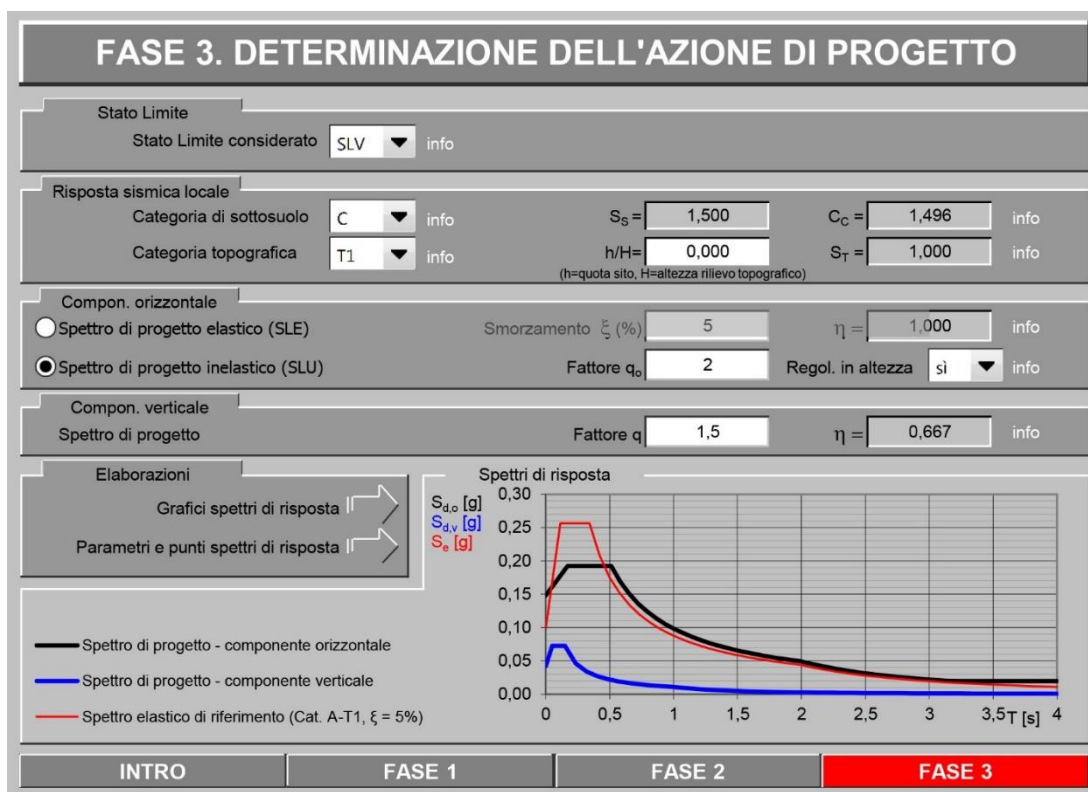


Figura 6.14 Interfaccia del programma Spettri-NTC ver 1.03-Terza fase

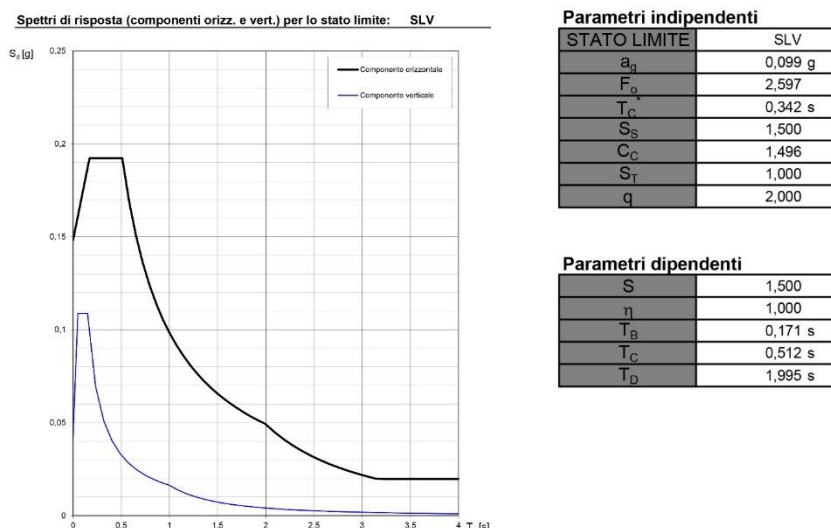


Figura 6.15 Riassunto dei parametri da utilizzare in fase di verifica

²⁵ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Azione sismica, § 3.2.3.2.

6.3 Modelli locali – Analisi per Macroelementi

6.3.1 Schemi generali di calcolo dei meccanismi di collasso

La normativa italiana obbliga ad agire con metodi di verifica locale e globale nei confronti dei meccanismi nel piano e fuori piano che possono interessare gli edifici esistenti.²⁶ Non è un caso raro che nei manufatti storici manchino sistematici elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, per questa ragione è fondamentale contrastare le lesioni nel piano e soprattutto i crolli fuori piano indotti da sollecitazioni orizzontali. In relazione ai meccanismi locali di danno e collasso si deve agire mediante l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico. Prima deve essere scelto il possibile meccanismo di collasso e solo poi viene valutata l'intensità della forza orizzontale che lo attiva,²⁷ per questo motivo è importante saper leggere le possibili situazioni critiche nella struttura, facendo riferimento, ad esempio al quadro fessurativo, alla qualità della connessione delle murature e agli abachi. Affinché si verifichino i meccanismi di ribaltamento la parete deve manifestare un comportamento monolitico, senza disgregarsi sotto l'azione sismica. Il pannello murario, infatti, è soggetto a sollecitazioni orizzontali proporzionali al valore dei carichi verticali portati che stabilizzano la struttura e in molti casi può essere instabilizzato da forze esterne (es. catene metalliche, volte, archi). La qualità della muratura è una discriminante fondamentale nella formazione delle cerniere cilindriche che inducono i meccanismi di ribaltamento, per questa ragione in fase di calcolo è importante individuare il valore del moltiplicatore critico dei carichi ($\alpha_0 = \frac{a}{g}$) ricavabile utilizzando il principio dei lavori virtuali ($L_i = L_e$) oppure l'uguaglianza tra i momenti stabilizzanti e quelli instabilizzanti agenti sul macroelemento.

Per macroelemento si intende quella parte costruttivamente riconoscibile del manufatto, di caratteristiche omogenee in relazione al comportamento strutturale e coincidente con una porzione identificabile del manufatto anche sotto l'aspetto architettonico e funzionale. In generale, inoltre, i macroelementi interagiscono tra di loro manifestando delle lesioni in corrispondenza delle fasce di influenza, cioè nei punti di contatto tra di essi.

Per le verifiche sismiche si fa riferimento al seguente schema tipologico di catena cinematica:

²⁶ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Azione sismica, § 8.7.1.

²⁷ Circolare esplicativa NTC 2008, n. 617 2-2-2009, § C.8.7.1.6

- P_i : peso della parete i-esima
- N_i : peso del solaio agente sulla parete i-esima
- N_c : peso del solaio di copertura
- W : peso del cordolo in c.a.
- b_i : spessore della parete i-esima
- d_i : braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio i-esimo alla parete i-esima valutato rispetto alla posizione della cerniera cilindrica
- t : arretramento della cerniera a causa dello schiacciamento della muratura
- h_i : altezza piano i-esimo
- Z : quota di imposta della cerniera cilindrica
- H : altezza complessiva del dell'edificio
- α : moltiplicatore critico dei carichi

Per eseguire le verifiche sismiche dei meccanismi locali, con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si possono utilizzare due differenti tipologie di analisi: il primo consiste nella verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare) il secondo nella verifica con spettro di capacità (analisi cinematica non lineare).²⁸

Si ricorda infine che Naturalmente, la definizione dei macroelementi e dei meccanismi di collasso significativi per gli edifici parte dall'individuazione di eventuali presenze di stati di danneggiamento o di sconessioni pregresse (che possono essersi formate nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche), che individuano macroelementi suscettibili di instabilità.²⁹

²⁸ Circolare esplicativa NTC 2008, n. 617 2-2-2009, C8A.4.2.3.

²⁹ L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli (a cura di), *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in murature e dei relativi modelli cinematici di analisi*.

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

Il meccanismo di ribaltamento fuori piano di un'intera facciata, o solo di una porzione, è conseguente alla mancanza di un comportamento scatolare della struttura e di un'azione sismica che si manifesta in direzione ortogonale alla parete resistente.

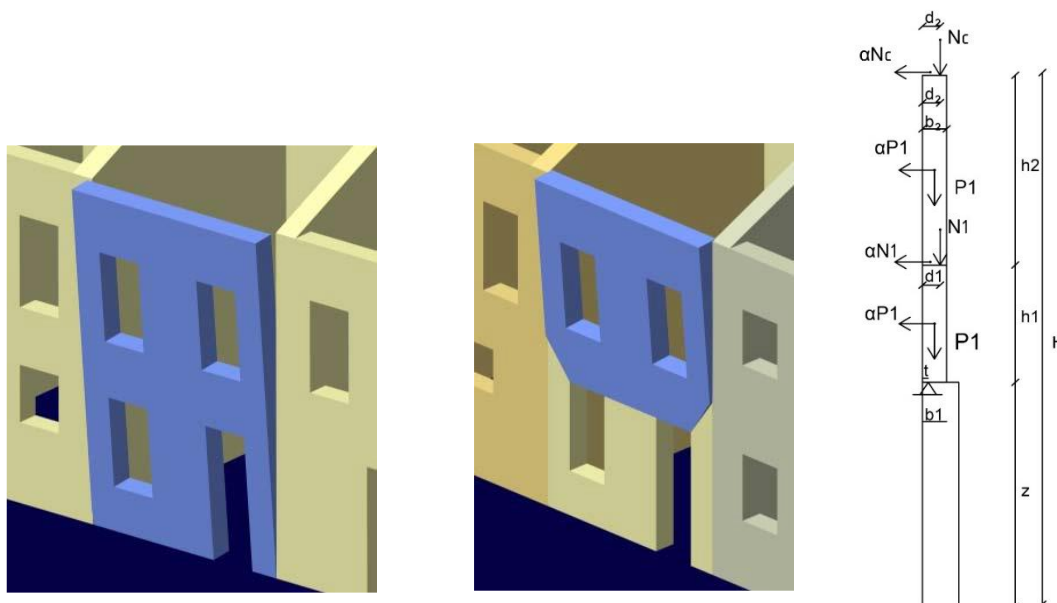


Figura 6.16 Modalità di ribaltamento fuori piano di parete e relativo schema di calcolo

Questo cinematismo rappresenta un meccanismo di danno tra le più frequenti, ed è dovuto anzitutto alla mancanza di vincoli in sommità e all'assenza di collegamenti con le pareti ortogonali. Le vulnerabilità tipiche che provocano questo meccanismo di collasso possono essere: l'assenza di cordoli o catene ai piani, gli orizzontamenti deformabili e/o mal collegati, le intersezioni murarie di cattiva qualità, la presenza di di spinte non contrastate sulla parete e i paramenti mal collegati.³⁰

Tuttavia in fase di calcolo è necessario tenere conto del fatto che le tensioni indotte dalla rotazione rigida del pannello murario provocano una concentrazione di sforzi alla base del macroelemento su cui si verificherà un arretramento della posizione della cerniera cilindrica. Nella verifica non si considera la muratura reagente a trazione e si ipotizza una distribuzione lineare delle tensioni di compressioni all'interfaccia dove si formerà la cerniera. Nel calcolo si assume inoltre che il polo di

³⁰ Cfr. Reluis, "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi" in Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni.

rotazione sia posto nel baricentro delle tensioni di compressione (aventi distribuzione triangolare).

L'innescò del cinematismo si verifica quando la tensione massima al lembo compresso raggiunge il valore di resistenza caratteristica a compressione della muratura:

$$f_{md} = \frac{f_m}{f_c \cdot \gamma_s}$$

La tensione media a compressione δ_{media} è pari al rapporto tra lo sforzo normale N agente sulla sezione diviso per l'area della sezione reagente:

$$\delta_{media} = \sum_{i=1}^n \frac{(P_i + N_i)}{3 \cdot t \cdot l}$$

Con "l" corrispondente alla lunghezza del macroelemento reagente.

Infine si ricava la seguente relazione da cui è possibile ottenere il valore dell'arretramento della cerniera (t)

$$\delta_{max} = f_{md} = 2\delta_{media} = \frac{2 \cdot \sum_{i=1}^n (P_i + N_i)}{3 \cdot t \cdot l}$$

$$t = \frac{2 \cdot \sum_{i=1}^n (P_i + N_i)}{3 \cdot f_{md} \cdot l}$$

Il coefficiente che attiva il meccanismo è determinabile impostando l'uguaglianza tra i momenti stabilizzanti, che conferiscono stabilità alla struttura, e quelli instabilizzanti, proporzionali alle forze d'inerzia indotte dal sisma, che invece tendono a far ribaltare la parete.

$$M_S = M_R \rightarrow \alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \left(\frac{b_i}{2} - t\right) + \sum_{i=1}^n N_i \cdot (d_i - t)}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot h_{Pi} + \sum_{i=1}^n N_i \cdot h_{Ni}}$$

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

Se la muratura è coronata in sommità con un cordolo in c.a. si può innescare un meccanismo di fuori piano per la parete a cui si oppone l'azione stabilizzante del cordolo. In fase di verifica non si considera esistente un perfetto ammorsamento tra il cordolo e la muratura sottostante. L'azione di contenimento si trasmette quindi alla muratura grazie all'attrito che si esplica al contatto tra questa e il cordolo sovrastante: il meccanismo di ribaltamento è quindi contrastato dal cordolo grazie all'attrito. Inoltre la spinta orizzontale derivante dalla presenza di una eventuale volta si assume completamente compensata dall'azione contenitiva del tirante o del cordolo ortogonale. L'altezza del cordolo ($h'-h$) è un parametro che condiziona fortemente l'efficacia dell'incatenamento. Nonostante la presenza del cordolo è necessario valutare l'azione stabilizzante e instabilizzante dovuta ai carichi e calcolare il coefficiente di attivazione del meccanismo (α) previa valutazione dell'arretramento della cerniera cilindrica.

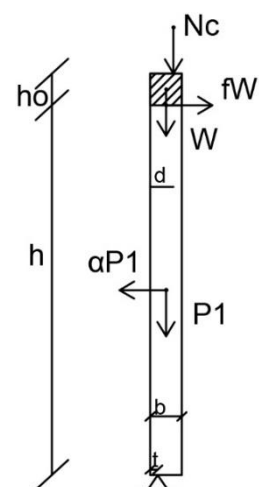


Figura 6.17 Schema di calcolo di parete trattenuta da in sommità da un cordolo in c.a.

$$t = \frac{2 \cdot \sum_{i=1}^n (P_i + N_i)}{3 \cdot f_{md} \cdot l}$$

$$M_S = M_R \rightarrow \alpha_0 = \frac{P_i \cdot \left(\frac{b}{2} - t\right) + W \cdot \left(\frac{b}{2} - t\right) + f \cdot W \cdot h}{P \cdot h}$$

Questa verifica è stata ipotizzata per la porzione più a ovest del complesso che si trova alle spalle della Loggia Amulea, ovvero quella ad un unico piano. La presenza di un cordolo di calcestruzzo ha determinato infatti la formazione di una lesione orizzontale sull'intera facciata.

6.3.1.3 Meccanismo III: Ribaltamento del cantonale

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolate libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso.

Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali dovute in particolar modo ai carichi trasmessi dai puntoni dei tetti a padiglione. Si suppone che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta del puntone e che il cinematicismo sia definito dalla rotazione del macroelemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di 45° con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta (A).

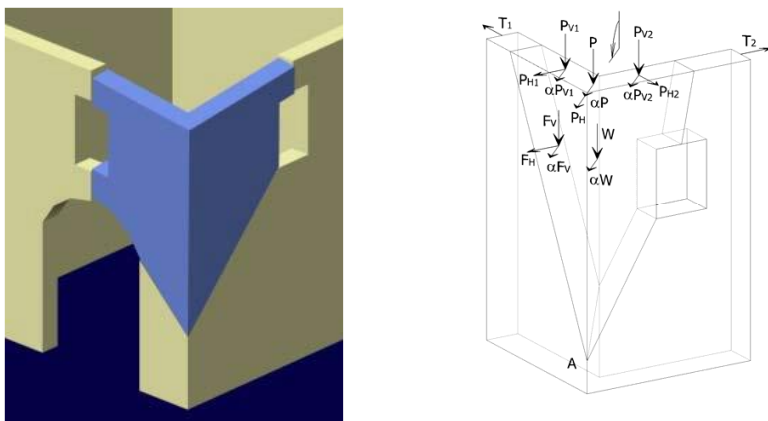


Figura 6.18 Modalità di ribaltamento fuori piano del cantonale e relativo schema di calcolo

Il momento stabilizzante risulterà essere:

$$M_{S(A)} = Wx_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_{V1} + P_{V2} d_{V2} + (T'_1 + T'_2) \cdot h$$

Il momento ribaltante:

$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [(Wy_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) \cdot h] + F'_H h_V + (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) \cdot h$$

Da questi valori di M_S e M_R ricavo il moltiplicatore critico dei carichi:

$$\alpha = \frac{E}{Wy_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) \cdot h_{H1}}$$

Dove il termine E indica la seguente espressione:

$$E = Wx_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_{V1} + P_{V2} d_{V2} + (T'_1 + T'_2) \cdot h - F'_H h_V - (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) \cdot h$$

Le grandezze contraddistinte dall'apice rappresentano le proiezioni nella direzione del ribaltamento delle rispettive componenti di azioni considerate, mentre il braccio orizzontale d_x del generico carico verticale F_x applicato, rispetto alla cerniera A, può essere valutato secondo la relazione³¹:

$$d_x = D + \sqrt{2}/2 \cdot (d - a)$$

³¹ Cfr. Reluis, "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali...", §2.3.

6.3.1.4 Meccanismo IV: Rottura nel piano dei maschi murari

In alternativa ai meccanismi fuori piano è possibile identificare anche alcuni probabili meccanismi nel piano.

Per evitare i cinematismi di primo modo è necessario vincolare le facciate tra di loro in modo da creare un comportamento scatolare che permetta di assorbire le sollecitazioni sismiche evitando il pericolo di crolli.

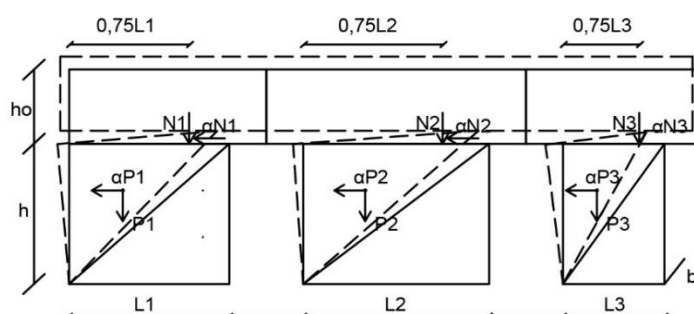


Figura 6.19 Schema di calcolo del meccanismo di rottura nel piano dei maschi murari

Il verificarsi di meccanismi di secondo modo corrisponde con la capacità della struttura di far assorbire le sollecitazioni alle pareti che sono disposte secondo la direzione di propagazione dell'onda sismica. Questo è un meccanismo di rottura fragile ma comunque preferibile rispetto ai fuori piano.

Le lesioni tipiche delle rotture a taglio interessano in genere le fasce di piano e hanno andamento diagonale, in casi particolari possono però interessare anche i maschi murari (ad esempio quando questi sono eccessivamente tozzi).

Spesso le aperture praticate nelle pareti individuano più pannelli resistenti in parallelo, che rappresentano gli elementi che si andranno a danneggiare in seguito alla sollecitazione sismica, subendo lesioni diagonali. Questo comporterà una rotazione rigida che farà traslare il bordo superiore dei pannelli e a parità di carico verticale applicato saranno i quelli più bassi a produrre un maggior lavoro resistente.

6.3.1.5 Meccanismo V: Flessione verticale di parete

Una situazione piuttosto comune negli edifici in muratura è rappresentata da una tesa muraria vincolata agli estremi e libera nella zona centrale. Tale meccanismo si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.³²

³² Cfr. Reluis, "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali...", § 3.

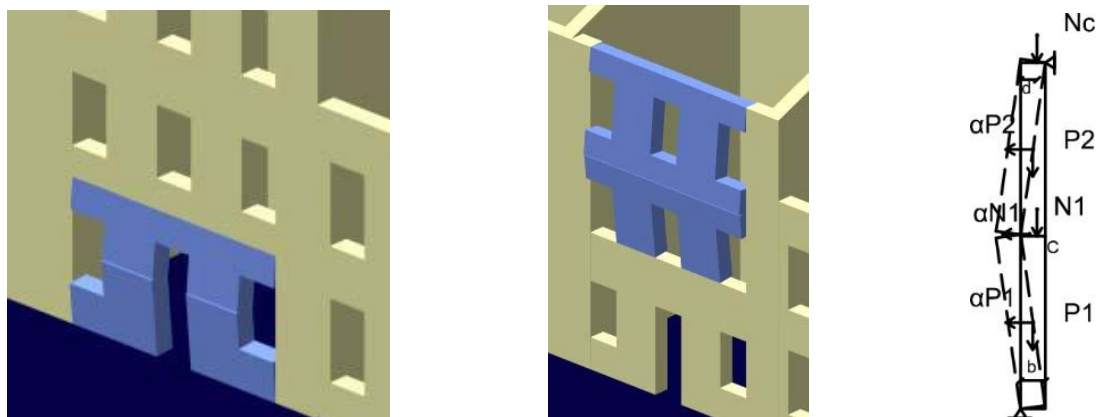


Figura 6.20 Modalità rottura per flessione verticale di una parete e relativo schema di calcolo

La possibilità che si verifichi un meccanismo di questo tipo è dovuta alla carenza di collegamenti tra la porzione di facciata che si considera e i muri ortogonali che non realizzano dei vincoli efficaci, inoltre è dovuta ad uno scarso collegamento con la testa del solaio intermedio. In generale la flessione si manifesta in seguito alla elevata snellezza della parete, a spinte orizzontali localizzate oppure al fatto che vi siano orizzontamenti intermedi mal collegati. La struttura muraria è infatti costruita per sovrapposizione di elementi lapidei e laterizi vincolati da semplice contatto o da una malta con scarsa resistenza a trazione in grado di sopportare gli sforzi di flessione indotti dalle azioni ortogonali al piano, solo se lo sforzo normale mantiene la risultante interna alla sezione trasversale. In caso contrario si forma in quel punto una cerniera cilindrica orizzontale che consente l'innescio del cinematismo per flessione verticale.³³

6.3.2 Verifiche di sicurezza - metodo cinematico

Nelle successive pagine si introduce e illustra il metodo cinematico facendo riferimento a quanto riportato nell'*Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in muratura con tiranti*.³⁴

L'approccio cinematico permette di valutare la forza che attiva il meccanismo e come questa varia nel tempo. Prima, però, come già detto sopra, deve essere individuato il meccanismo di collasso sulla base del quadro fessurativo, o riferendosi a casi studio

³³ Cfr. Reluis, "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali...", § 3.

³⁴ G. Bettiol, M. Munari, F. Da Porto, L. Milano, C. Modena (a cura di), *Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in muratura con tiranti*, allegato alle linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni, 2009.

analoghi. Per ottenere il moltiplicatore dei carichi è necessario applicare agli elementi costituenti la catena cinematica una serie di forze tra cui: i pesi propri dei blocchi applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi; un sistema orizzontale di forze proporzionali ai carichi verticali portati (se questi non sono trasmessi efficacemente ad altre parti degli edifici) ed eventuali forze esterne o interne.

Le ipotesi di base da assumere per effettuare verifiche semplificate sui macroelementi sono le seguenti:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza infinita a compressione della muratura.³⁵

Per un modello più rappresentativo e meno schematico della realtà è possibile tener conto dei seguenti fattori:

- scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito;
- connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie;
- presenza di catene metalliche;
- limitata resistenza a compressione della muratura che determinerà l'arretramento della cerniera cilindrica rispetto al bordo esterno della sezione;
- presenza di pareti a paramenti scollegati.³⁶

Imponendo poi una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k si può applicare il Principio dei Lavori Virtuali (PLV), in termini di spostamento, eguagliando il lavoro fatto dalle forze esterne e dalle forze interne e ricavando la seguente espressione:

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

Dove :

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi, le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

³⁵ C. Modena, M.R. Valluzzi, Dispense del corso di Problemi Strutturali, Università degli Studi di Padova, A.A. 2013/2014.

³⁶ *Ibid.*

- o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $\bar{\delta}_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\bar{\delta}_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\bar{\delta}_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;
- F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;
- $\bar{\delta}_h$ è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.³⁷

6.3.2.1 Valutazione della curva di capacità dell'oscillatore equivalente

Una volta calcolato il valore del moltiplicatore critico dei carichi (α), in funzione dello spostamento d_k di un punto di controllo, è possibile valutare la curva di capacità del sistema, la quale permette di determinare il comportamento della struttura con l'evolversi della sollecitazione e dunque del meccanismo. La condizione critica che corrisponde con l'imminente collasso e nella curva di capacità equivale ad un valore $\alpha = 0$ a cui è associato lo spostamento massimo che la struttura è in grado di subire. Una volta ricavata la curva di capacità è possibile ottenere anche la curva di capacità equivalente di un sistema ad un grado di libertà che riporta in ordinata i valori spettrali di accelerazione (a^*) e in ascissa i valori spettrali di spostamento (d^*).

Prima di quantificare il valore dell'accelerazione spettrale a_0^* si deve però calcolare il valore della frazione di massa partecipante.

³⁷ Circolare esplicativa NTC 2008, n. 617 2-2-2009, C8A.4.2.1.

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

Con:

- n+m numero delle forze peso P_i applicate alla catena cinematica che per effetto dell'azione sismica generano forze orizzontali.
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

L'accelerazione sismica spettrale si ottiene dalla seguente formula:

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

Ed e^* rappresenta la frazione di massa partecipante della struttura.

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

6.3.2.2 Verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare)

Per le verifiche allo SLV che interessano elementi isolati o porzioni di costruzione sostanzialmente appoggiate a terra, dovrà essere soddisfatta la seguente disequazione:

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

Dove a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite esaminato e della vita di riferimento, mentre "q" è il fattore di struttura (pari a 2).

Qualora invece il meccanismo locale interessi un macroelemento posto ad una certa altezza dal suolo è necessario ricorrere ad un'altra verifica, più gravosa della prima e che tiene conto dell'accelerazione assoluta alla quota esaminata. Affinché la verifica si consideri superata è necessario che oltre alla disequazione precedente sia soddisfatta contemporaneamente anche la seguente:

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

- $S_e(T_1)$ è lo spettro di risposta elastico in accelerazione è riferito alla probabilità di superamento del 10% ogni 50 anni;
- $\Psi(Z)$ corrisponde al primo modo di vibrazione nella direzione considerata e può essere assunto pari a $\Psi(Z) \geq \frac{Z}{H}$, con H l'altezza totale della struttura e Z la quota, rispetto alla fondazione, del baricentro delle linee di vincolo;
- γ è il coefficiente di partecipazione modale equivale a $\gamma \geq \frac{3N}{2N+1}$.

La verifica SLV lineare sarà soddisfatta se a_0^* :

$$a_0^* \geq \max\left(\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}\right)$$

6.3.2.3 Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)

Nel caso in cui la verifica SLV lineare non risulti soddisfatta è possibile ricorrere all'analisi cinematica non lineare che consiste nel confrontare la capacità ultima di spostamento d_u^* del meccanismo locale con la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro con il periodo secante T_s .

$$d_U^* = 0.4 \cdot d_0^*$$

con d_0^* equivalente allo spostamento spettrale corrispondente allo spostamento $d_{k,0}$:

$$d_0^* = d_{k,0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}}$$

il periodo secante risulta invece T_s :

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

con:

$$d_s^* = 0.4 \cdot d_U^*$$

$$a_s^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right)$$

Per le verifiche che interessano elementi isolati o porzioni di costruzione sostanzialmente appoggiate a terra, dovrà essere soddisfatta la seguente disequazione:

$$d_U^* \geq S_{De}(T_S)$$

dove $S_{De}(T_S)$ indica lo spettro di risposta elastico in spostamento valutato per il periodo secante.

Nel caso in cui invece il meccanismo interessi una porzione della costruzione posta ad una certa altezza dovrà dunque essere verificata la seguente disequazione:

$$d_U^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_S}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_S}{T_1}\right)^2 + 0.02 \cdot \frac{T_S}{T_1}}}$$

La verifica SLV non lineare è soddisfatta se d_U^* :

$$d_U^* \geq \max \left(S_{De}(T_S); S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_S}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_S}{T_1}\right)^2 + 0.02 \cdot \frac{T_S}{T_1}}} \right)$$

6.3.3 Verifica dei macroelementi

Le verifiche che saranno svolte di seguito sui macroelementi hanno come scopo quello di garantire un livello di sicurezza tale da assicurare il regime di salvaguardia della vita umana.

La scelta dei cinematismi che si andranno a studiare deriva da una attenta analisi delle fasi costruttive e da un accurato rilievo del degrado e del quadro fessurativo che permettono di individuare la mancanza di ammorsamento tra pareti ortogonali, sopraelevazioni, etc. Lo studio accurato del quadro lesivo permette di riconoscere con precisione e in maniera circoscritta le porzioni potenzialmente vulnerabili o già danneggiate in modo da limitare al massimo il numero di verifiche e di interventi da porre in essere per garantire il miglioramento del comportamento strutturale.

I meccanismi analizzati nel presente capitolo sono di due tipologie:

- meccanismi fuori piano o di primo modo;
- meccanismi nel piano o di secondo modo.

Come già accennato, i primi, si innescano quando è carente l'ammorsamento tra una parete di facciata e quelle ortogonali e tra la facciata e il solaio. In tali circostanze la

il pannello ha alte probabilità di ribaltare poiché non è in grado di opporre resistenza all'azione sismica che si propaga in direzione ortogonale alla parete stessa. Il verificarsi di tali fenomeni è potenzialmente molto pericoloso ed è determinato dal fatto che la struttura non si comporta in maniera scatolare.

I meccanismi di secondo modo, come suggerisce il termine, si verificano solo nel caso in cui siano inibiti i meccanismi di primo modo. Inoltre sono caratterizzati da un moltiplicatore di collasso piuttosto elevato dal momento che sono le pareti parallele alla direzione di propagazione dell'onda sismica ad assorbire tale sollecitazione. Affinché si verifichino questi meccanismi nel piano è necessario sia garantito il comportamento scatolare che permette al manufatto la possibilità di contrastare forze esterne attraverso una risposta pseudo-duttile d'insieme. Buon ammassamento tra i setti, collegamenti adeguati tra le pareti e gli orizzontamenti e un solaio sufficientemente rigido sono le discriminanti per ottenere una buona risposta strutturale. La rottura a taglio della parete è meno grave del ribaltamento dal momento che, nonostante sia un meccanismo di rottura fragile, non provoca la perdita di capacità portante.

Di seguito vengono individuati i macroelementi sui quali sono state eseguite le verifiche di sicurezza nei confronti di azioni sismiche di progetto.

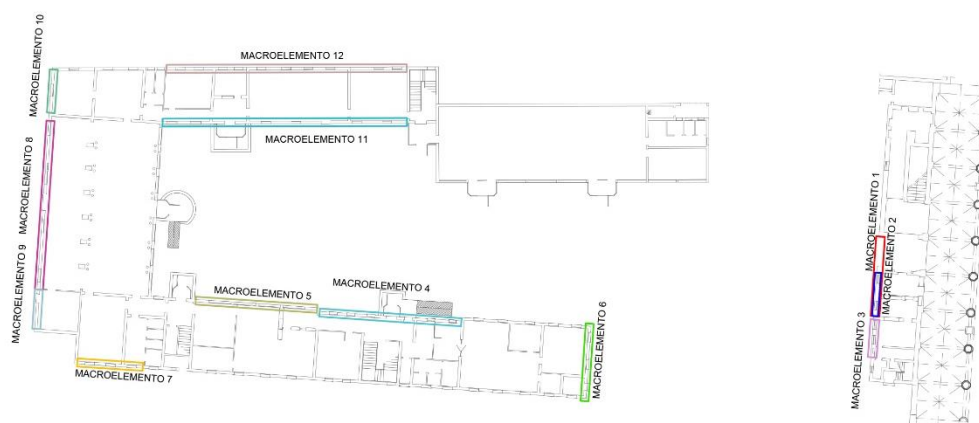


Figura 6.22 Individuazione dei macroelementi-piano primo

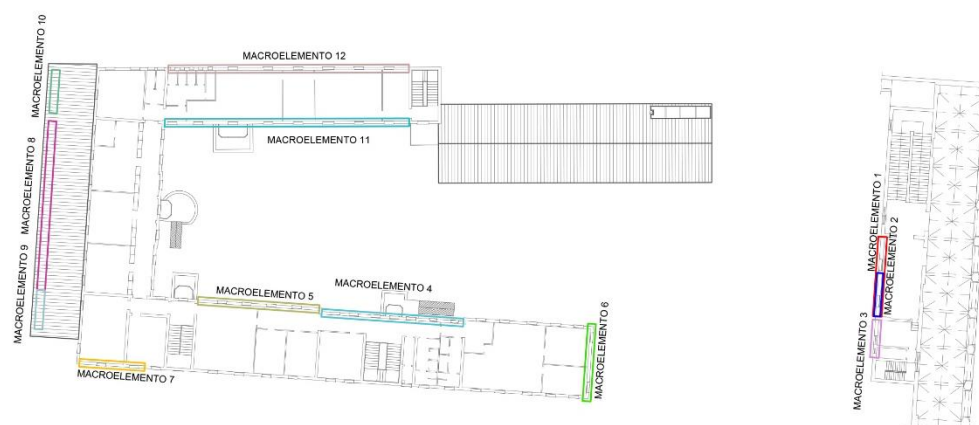


Figura 6.21 Individuazione dei macroelementi-piano terra

Ora saranno proposte le verifiche sui singoli macroelementi in relazione ai possibili meccanismi di collasso che sono stati elencati sopra.

La Loggia Amulea

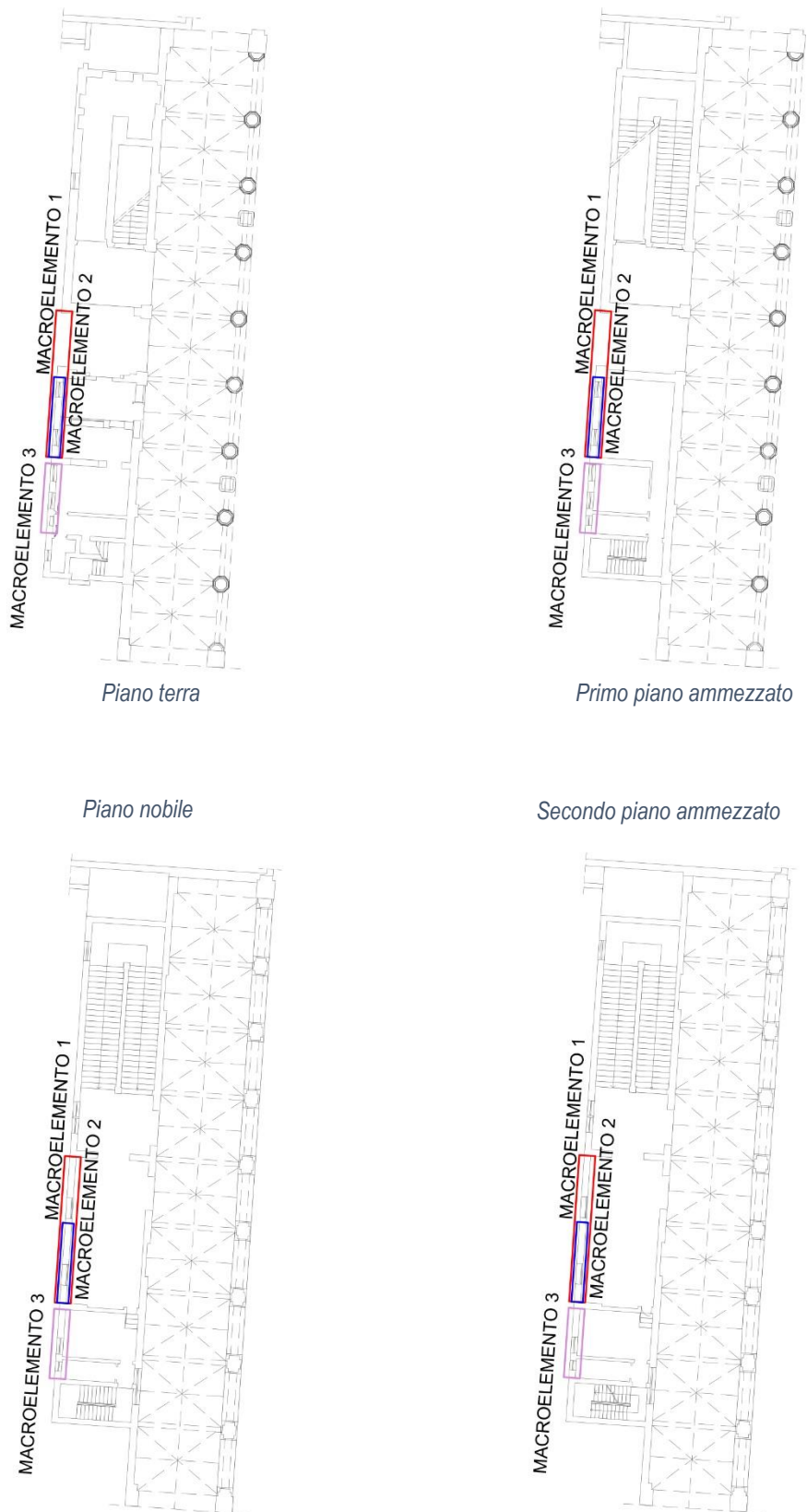


Figura 6.23 Individuazione dei macroelementi-Loggia Amulea

Macroelemento 1 – meccanismo I

Si ipotizza di fare una verifica di sicurezza al ribaltamento di una porzione in quota della facciata ovest della Loggia. Tale scelta è determinata dalla posizione del macroelemento cioè parzialmente al di sopra di una grande spazio vuoto, questo è inoltre posto tra due muri ortogonali rispetto ai quali però non si conosce il grado di ammortamento. Si ipotizza per questo motivo il ribaltamento della parete fuori piano rispetto alla cerniera cilindrica A.



PROSPETTO LOGGIA 2

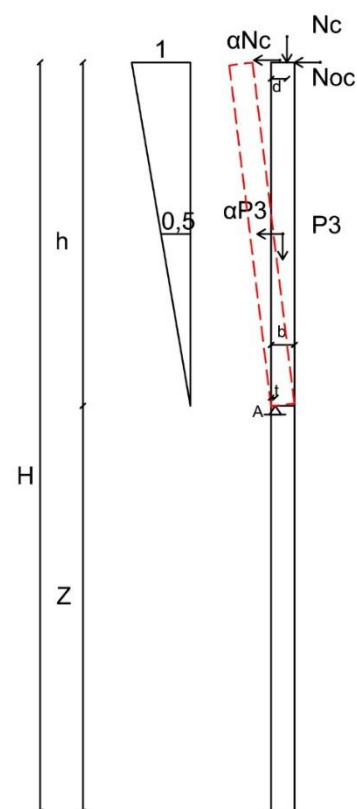
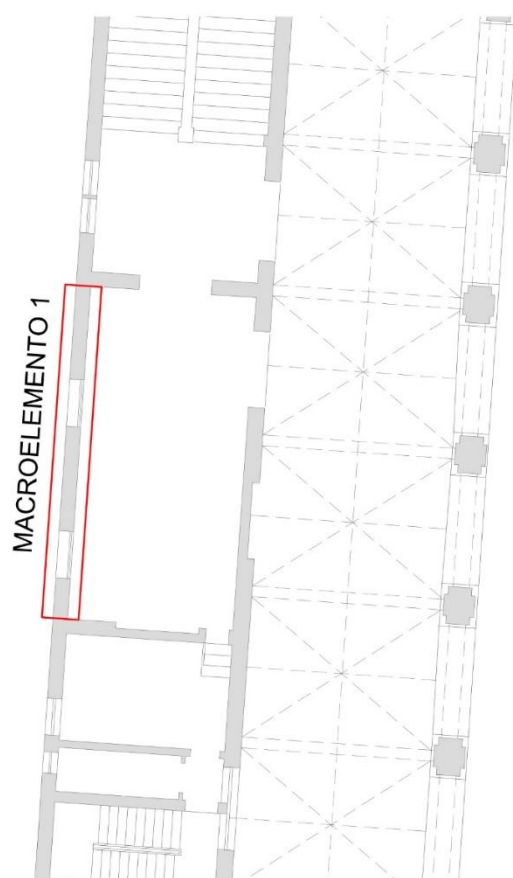
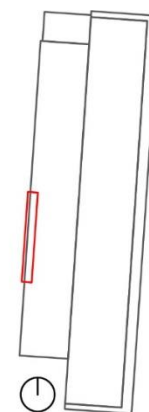


Figura 6.24 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

Figura 6.25 Schema di calcolo

Macroelemento	1							
Meccanismo	I							
Tipo:	Ribaltamento semplice di parete in quota							
PIANO	P _i	b _i	h _i	l _i	N _i	d _i	q _k	A _{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
1- Piano terra	/	/	/	/	/	/	/	/
2- Primo piano ammezzato	/	/	/	/	/	/	/	/
3- Piano nobile	347,7	0,4	5,5	9,84	90,6	0,3	4,0	20,5
4- Secondo piano ammezzato	/	/	/	/	/	/	/	/
Arretramento della cerniera							0,032 m	
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	α₀=0,057							

Tabella 6.19 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α₀

Trovato il valore del coefficiente di attivazione del meccanismo è necessario effettuare la verifica SLV lineare e non lineare qualora non sia soddisfatta la prima. Se risulta che una delle verifiche è soddisfatta allora il macroelemento si considera verificato, se invece oltre alla verifica lineare non è soddisfatta neppure quella non lineare, allora sarà necessario procedere con il dimensionamento dei tiranti.

Ipotizzo ora una rotazione virtuale della parete attorno alla cerniera A, opportunamente arretrata:

$$t = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n (P_i + N_i)}{f_{md} \cdot l} = 0,032[m]$$

Calcolo lo spostamento dei punti baricentrici sia in direzione orizzontale (δ_{x,i}) che verticale (δ_{y,i}) conseguenti alla rotazione rigida del pannello rispetto alla cerniera e ricavo dunque la massa partecipante al cinematismo:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{Px,i} + \sum_{i=1}^n N_i \delta_{Nx,i} \right)^2}{g \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{Px,i}^2 + \sum_{i=1}^n N_i \delta_{Nx,i}^2 \right)} = 40,163 \left[\frac{kN}{\frac{m}{s^2}} \right]$$

Ora la frazione di massa partecipante risulta essere:

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} (P_i + N_i)} = 0,899$$

E l'accelerazione spettrale che serve ad eseguire la verifica sismica lineare vale:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} = 0,478 \left[\frac{m}{s^2} \right]$$

Riassumendo i risultati appena ottenuti si ricava:

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\bar{\delta}_{P,i}$	$\bar{\delta}_{N,i}$	$\bar{\delta}_{P,i}^2$	$\bar{\delta}_{N,i}^2$
1- Piano terra	/	/	/	/
2- Primo piano ammezzato	/	/	/	/
3- Piano nobile	0,500	1,000	0,250	1,000
4- Secondo piano ammezzato	/	/	/	/
				M* = 40,163
				e* = 0,899
				a ₀ * = 0,478

Tabella 6.20 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Verifica dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita con analisi lineare:

Al fine di valutare se il cinematismo è verificato è necessario verificare che l'accelerazione spettrale risultante verifichi le seguenti condizioni:

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right)$$

Con $T_1 \geq C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}}$; $\gamma \geq \frac{3N}{2N+1}$ coefficiente di partecipazione modale;

$\psi(Z) \geq \frac{Z}{H}$ primo modo di vibrare.

Verifica SLV lineare					
H _{TOT} [m]	12,7	P _{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	7,2	a _g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,567
N	3	F ₀	2,597	γ	1,286
q	2	T _c *[s]	0,342	S _e (T ₁) [m/s ²]	
η	1	T ₁ [s]	0,336	3,783	
a ₀ * (0,478) ≥ max		(0,728; 1,379)			NON VERIFICATO

Tabella 6.21 Verifica SLV lineare

Poiché la verifica lineare non risulta soddisfatta è necessario procedere con la verifica non lineare

Verifica dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita con analisi lineare:

Prima di tutto è necessario valutare l'angolo $\theta_{k,0}$ per cui si avrà l'annullamento del moltiplicatore critico dei carichi α . Ciò significa calcolare il valore per cui si azzerava il momento stabilizzante (M_s) e che corrisponde alla configurazione ultima di equilibrio prima del ribaltamento. Il valore $\theta_{k,0}$ si ottiene per iterazione finché non è soddisfatta la seguente equazione:

$$M_S = \sum_i P_i \cdot R_{P_i} \cdot \cos(\beta_{P_i} + \theta_{k,0}) + \sum_i N_i \cdot R_{N_i} \cdot \cos(\beta_{N_i} + \theta_{k,0})$$

Dove: $\beta_{P_i} = \arctg\left(\frac{\frac{h_{P_i}}{2}}{\frac{b_i}{2} - t}\right)$; $R_{P_i} = \sqrt{\left(\frac{h_{P_i}}{2}\right)^2 + \left(\frac{b_{P_i}}{2} - t\right)^2}$

$\beta_{N_i} = \arctg\left(\frac{h_{N_i}}{d_i - t}\right)$; $R_{N_i} = \sqrt{(h_{ni})^2 + (d_{Ni} - t)^2}$

E ricavo $\theta_{k,0} = 0,0569$, da cui ottengo poi il valore dello spostamento spettrale (d_0^*) di un sistema equivalente ad un grado di libertà (C8A.4.5):

$$h_{bar} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot h_i + \sum_{i=1}^n N_i \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n (P_{ii} + N_i)} = 3,308[m]$$

$$d_{k0} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{k0} = 0,188[m]$$

$$\delta_{bar} = \frac{h_{bar}}{H} = 0,260[m]$$

$$d_0^* = d_{k0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{bar} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}} = 0,483[m]$$

Lo spostamento spettrale ultimo è dato da:

$$d_u^* = 0,4 \cdot d_0^* = 0,193[m]$$

Mentre lo spostamento spettrale valutato in corrispondenza del periodo secante T_s vale:

$$d_s^* = 0,4 \cdot d_u^* = 0,077[m]$$

L'accelerazione spettrale corrispondente,

$$a_s^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*} \right) = 0,402 \left[\frac{m}{s^2} \right]$$

$$\text{con } T_s = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} = 2,752[s]$$

Trovati questi risultati è ora possibile fare la verifica SLV non lineare che sarà soddisfatta se lo spostamento spettrale ultimo d_u^* soddisfa la seguente disequazione:

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

Verifica SLV non lineare			
d_{k0} [m]	0,189	Θ [rad]	0,0569
d_0^* [m]	0,210	h_{bar} [m]	3,318
d_u^* [m]	0,084	T_s [s]	1,816
d_s^* [m]	0,034	a_s^* [m/s ²]	0,402
d_u^* (0,084) \geq max	(0,089;0,052)		NON VERIFICATO

Tabella 6.22 Verifica SLV non lineare

Dal momento che anche la verifica SLV non lineare non è soddisfatta è necessario ricorrere alla progettazione e calcolo dei tiranti che servono ad impedire questo cinematismo. L'utilizzo dei tiranti permette di contrastare le spinte orizzontali garantendo un vincolo efficace al ribaltamento e inoltre consente di rispettare alcuni fondamentali principi del restauro, tra cui il minimo intervento e la rimovibilità. Si assume che l'applicazione dei tiranti permetta di soddisfare la verifica SLV lineare e si ipotizza che le sollecitazioni siano massime in sommità e nulle alla base con una distribuzione triangolare delle tensioni. Dopo aver ipotizzato lo sforzo che devono assorbire i tiranti affinché la verifica sia soddisfatta, ricavo;

$$\alpha_0 = \frac{a_0^* \cdot e^* \cdot FC}{g} = 0,164 \text{ da cui ottengo } a^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} = 1,3786$$

a^* , così calcolato, dovrà soddisfare la verifica di sicurezza SLV lineare con fattore di struttura q come definito dalle disequaglianze imposte dalla Normativa per la verifica SLV lineare.

Il passo successivo è quello di scegliere la tipologia di piastra o di paletto cui è ancorato il tirante, la qualità di acciaio e la dimensione della barra di quest'ultimo. Si ipotizza di utilizzare un acciaio AISI 304 con tensione di snervamento pari a 180 MPa, si prevede inoltre l'impiego di capochiave di forma rettangolare o al più quadrata e tiranti di acciaio a sezione circolare con diametro minimo di 18 mm. È fondamentale verificare con quali tensioni si attivano i meccanismi di rottura del tirante, al fine di deciderne il numero e la posizione.

La scelta del numero di tiranti e della sollecitazione massima che questi sono in grado di sopportare dipende da:

- Snervamento della barra costituente il tirante:
 $T' = A_s \cdot f_y;$
- Punzonamento della muratura alle spalle della piastra di ancoraggio:
 $T'' = f_{vd} \cdot [2 \cdot (b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t;$
- Schiacciamento della muratura alle spalle della piastra proprio a causa della forza esercitata dalla piastra o dal paletto di ancoraggio:
 $T''' = f_{md} \cdot a \cdot b.$

In relazione ai tre valori così ottenuti, si deve considerare sollecitazione massima sopportabile da ogni tirante la minima tra quelle calcolate sopra, ovvero:

$$T_{\max} = \min (T', T'', T''')$$

Dove:

- f_y è la tensione di snervamento della barra d'acciaio costituente il tirante;
- A_s è l'area della sezione trasversale del tirante;
- a dimensione dell'altezza della piastra di ancoraggio;
- b dimensione di base della piastra di ancoraggio;
- t spessore della parete dove è ancorato il tirante;
- f_{md} è la resistenza a compressione di progetto della muratura
- f_{vd} è la resistenza a taglio di progetto della muratura

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva relativa al calcolo e al dimensionamento dei tiranti. In basso sono riportati il numero di tiranti da applicare a ciascun piano.

Piano Nobile		T_1	28,404	[kN]
Verifica e dimensionamento dei tiranti				
Barre di acciaio		Φ	18	[mm]
		f_y	180	[Mpa]
Capochiave		a	20	[cm]
		b	20	[cm]
Muratura		f_{md}	92,308	[N/cm ²]
		f_{vd}	2,308	[N/cm ²]
		t	40	[cm]
Verifica	Snervamento barra	T'	43,6	[kN]
	Punzonamento muratura	T''	22,2	[kN]
	Schiacciamento muratura	T'''	36,9	[kN]
$T_1 = 28,404$		$T = \min (43,6; \underline{22,2}; 36,9)$		
Piano		N. tiranti	Sforzo Max	
	Piano terra	/	/	[kN]
	Primo piano ammezzato	/	/	[kN]
	Piano nobile	2 $\Phi 18$	44,3	[kN]
	Secondo piano ammezzato	/	/	[kN]

Tabella 6.23 Progettazione e verifica tiranti

Macroelemento 2a – meccanismo I

Di seguito viene analizzato il secondo macroelemento che considera ancora la possibilità del verificarsi di un meccanismo fuori piano. Quest'ala della Loggia ha infatti subito nel tra il 1939 e il 1962 una serie di modificazioni che possono avere alterato il comportamento originario della struttura. Si ipotizza dunque di verificare se l'intera facciata o solo i macroelementi in quota sono suscettibili di ribaltamento.



PROSPETTO LOGGIA 2

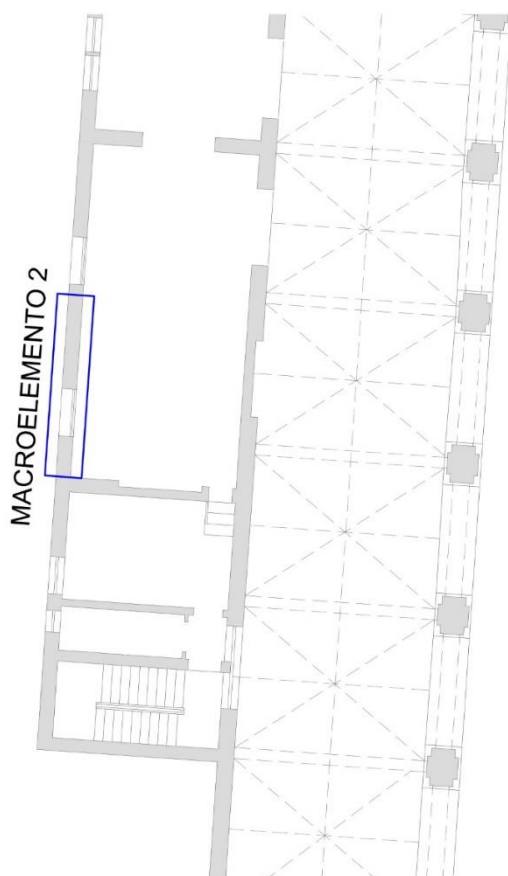
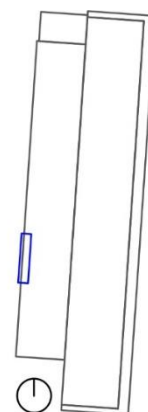


Figura 6.26 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

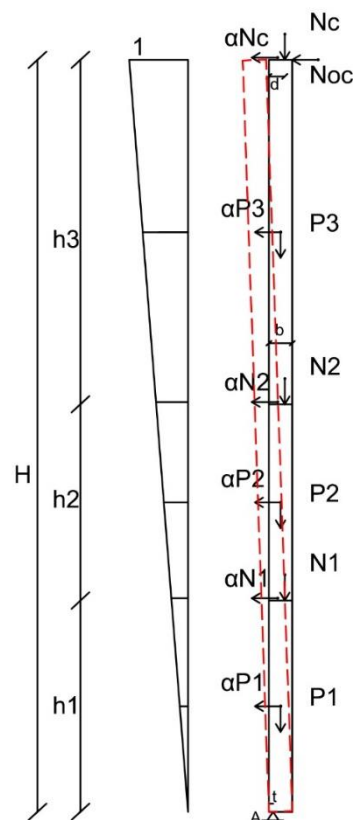


Figura 6.27 Schema di calcolo

Macroelemento	2a							
Meccanismo	I							
Tipo:	Ribaltamento semplice di parete							
PIANO	P_i	b_i	h_i	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
1- Piano terra	102,62	0,4	3,6	4,9	45,1	0,3	3	11,2
2- Primo piano ammezzato	105,29	0,4	3,6	4,9	45,1	0,3	2	11,2
3- Piano nobile	174,60	0,4	5,5	4,9	49,8	0,3	4	11,2
4- Secondo piano ammezzato	/	/	/	/	/	/	/	/
Arretramento della cerniera							0,076 m	
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,022$							

Tabella 6.24 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

La differenza tra il caso di prima e questo consiste nel fatto che, ora, il macroelemento appoggia direttamente a terra, cioè la cerniera cilindrica si formerà all'altezza del suolo e non in quota.

Si calcola ora il valore dell'accelerazione spettrale del sistema e poi si esegue la verifica lineare e, se necessario, non lineare.

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\bar{\delta}_{P,i}$	$\bar{\delta}_{N,i}$	$\bar{\delta}_{P,i}^2$	$\bar{\delta}_{N,i}^2$
1- Piano terra	0,142	0,283	0,020	0,080
2- Primo piano ammezzato	0,425	0,567	0,181	0,321
3- Piano nobile	0,783	1,000	0,614	1,000
4- Secondo piano ammezzato	/	/	/	/
			$M^* =$	41,993
			$e^* =$	0,788
			$a_0^* =$	0,209

Tabella 6.25 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	12,7	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	0	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,000
N	3	F_0	2,597	γ	1,286
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,336	3,783	
a_0^* (0,209) \geq max	(0,728; 0,000)			NON VERIFICATO	

Tabella 6.26 Verifica SLV lineare

Non essendo verificata si passa alla verifica non lineare.

Verifica SLV non lineare			
d_{k0} [m]	0,138	Θ [rad]	0,02
d_0^* [m]	0,176	h_{bar} [m]	6,910
d_u^* [m]	0,070	T_s [s]	2,511
d_s^* [m]	0,028	a_s^* [m/s ²]	0,175
d_u^* (0,070) \geq max	(0,098; 0,000)		NON VERIFICATO

Tabella 6.27 Verifica SLV non lineare

Piano terra		T_1	4,25	[kN]
Primo piano ammezzato		T_2	8,50	[kN]
Secondo piano ammezzato		T_3	15,00	[kN]
Verifica e dimensionamento dei tiranti				
Barre di acciaio		Φ	18	[mm]
		f_y	180	[MPa]
Capochiave		a	20	[cm]
		b	20	[cm]
Muratura		f_{md}	92,308	[N/cm ²]
		f_{vd}	2,308	[N/cm ²]
		t	40	[cm]
Verifica	Snervamento barra	T'	43,6	[kN]
	Punzonamento muratura	T''	<u>22,2</u>	[kN]
	Schiacciamento muratura	T'''	36,9	[kN]
Piano		N. tiranti	Sforzo Max	
	Piano terra	2 ϕ 18	44,31	[kN]
	Primo piano ammezzato	2 ϕ 18	44,31	[kN]
	Piano nobile	2 ϕ 18	44,31	[kN]
	Secondo piano ammezzato	/	/	/

Tabella 6.28 Progettazione e verifica tiranti

Macroelemento 2b – meccanismo I

Ora si suppone di far ribaltare la porzione superiore che comprende il primo piano ammezzato e il piano nobile. Le ragioni di questa verifica sono le stesse di quella precedente. A differenza di prima il meccanismo analizzato è in quota.



PROSPETTO LOGGIA 2

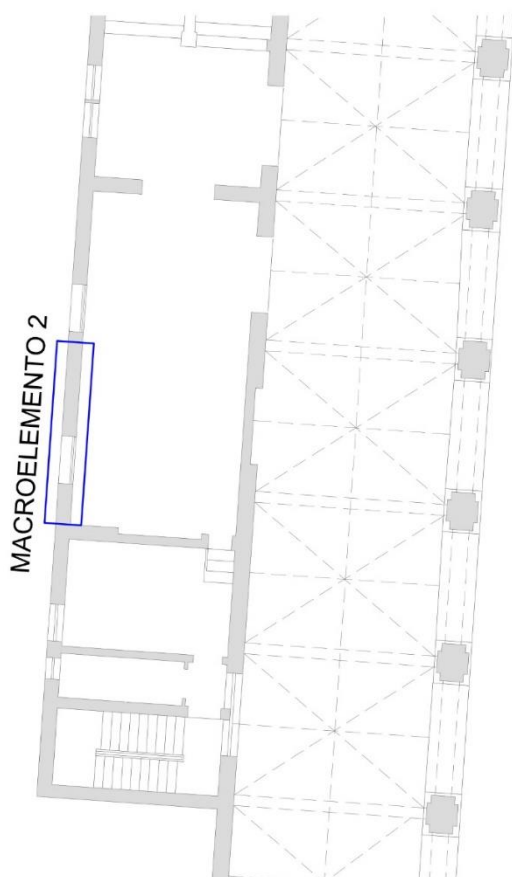
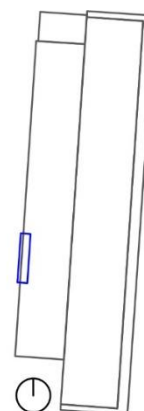


Figura 6.28 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

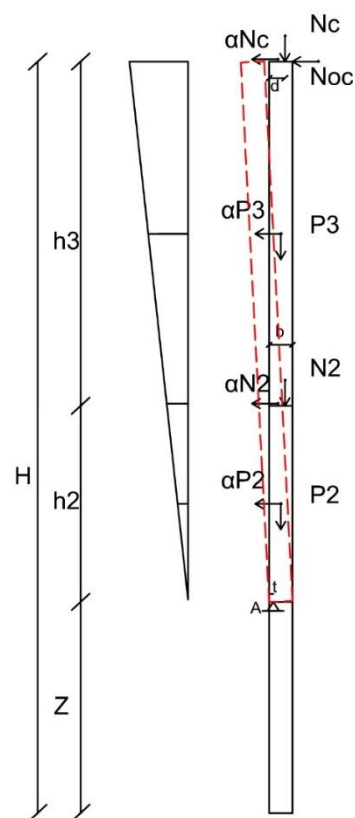


Figura 6.29 Schema di calcolo

Si riportano in tabella i dati significativi per effettuare la verifica di sicurezza.

Macroelemento	2b							
Meccanismo	I							
Tipo:	Ribaltamento semplice di parete in quota							
PIANO	P_i	b_i	h_i	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
1- Piano terra	/	/	/	/	/	/	/	/
2- Primo piano ammezzato	105,29	0,4	3,6	4,9	45,1	0,3	2	11,2
3- Piano nobile	174,60	0,4	5,5	4,9	49,8	0,3	4	11,2
4- Secondo piano ammezzato	/	/	/	/	/	/	/	/
Arretramento della cerniera							0,055 m	
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,034$							

Tabella 6.29 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Ora calcolo l'accelerazione spettrale del sistema considerato.

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\bar{\delta}_{P,i}$	$\bar{\delta}_{N,i}$	$\bar{\delta}_{P,i}^2$	$\bar{\delta}_{N,i}^2$
1- Piano terra	/	/	/	/
2- Primo piano ammezzato	0,198	0,396	0,039	0,157
3- Piano nobile	0,698	1,000	0,487	1,000
4- Secondo piano ammezzato	/	/	/	/
			M* =	30,887
			e* =	0,808
			$a_0^* =$	0,317

Tabella 6.30 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Si realizza ora la verifica SLV lineare del cinematismo e qualora non sia verificata si effettua la verifica SLV non lineare.

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	12,7	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	3,6	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,283
N	3	F_0	2,597	γ	1,286
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,336	3,783	
a_0^* (0,317) \geq max	(0,728; 0,689)			NON VERIFICATO	

Tabella 6.31 Verifica SLV lineare

Non essendo verificata si esegue la verifica non lineare.

Verifica SLV non lineare			
d_{k0} [m]	0,168	Θ [rad]	0,033
d_0^* [m]	0,291	h_{bar} [m]	5,107
d_u^* [m]	0,116	T_s [s]	2,627
d_s^* [m]	0,047	a_s^* [m/s ²]	0,266
d_u^* (0,116) \geq max	(0,098; 0,035)		VERIFICATO

Tabella 6.32 Verifica SLV non lineare

La verifica SLV non lineare risulta dunque soddisfatta e per questo motivo non serve ricorrere all'utilizzo di tiranti.

Macroelemento 2c – meccanismo I

Ora si suppone di far ribaltare l'ultimo piano ovvero il piano nobile.

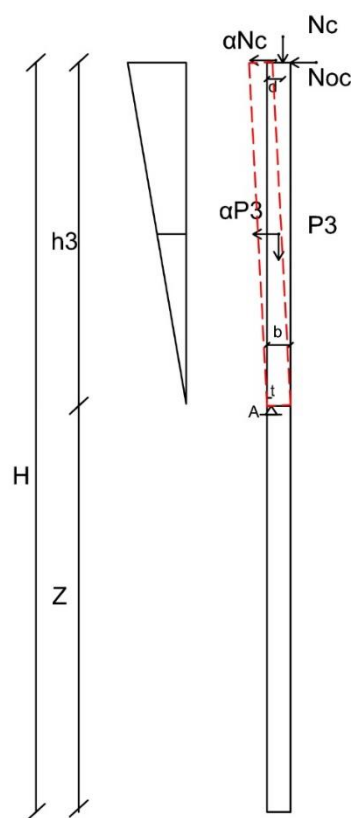
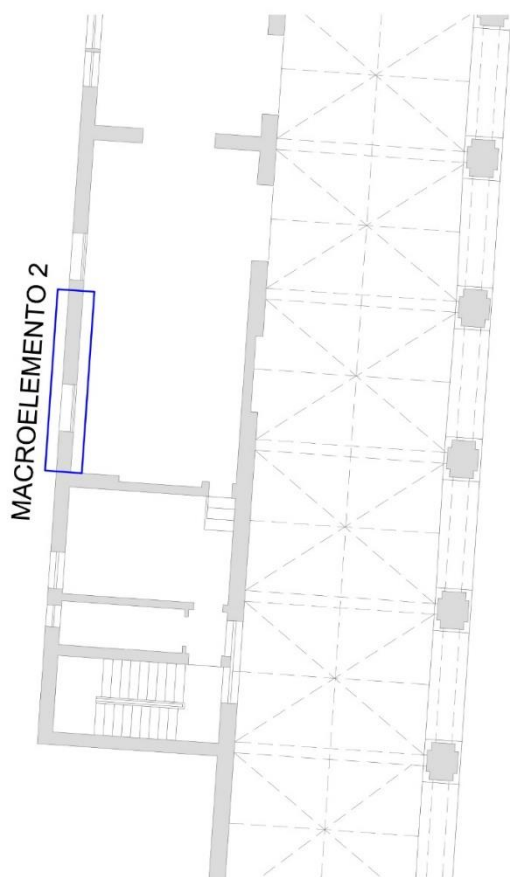
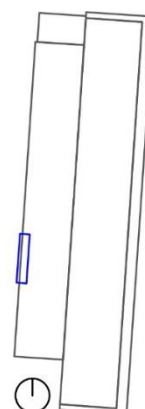


Figura 6.30 Individuazione del macroelemento in prospetto 1e pianta

Figura 6.31 Schema di calcolo

Si riportano in tabella i dati significativi per effettuare la verifica di sicurezza.

Macroelemento	2b							
Meccanismo	I							
Tipo:	Ribaltamento semplice di parete in quota							
PIANO	P_i	b_i	h_i	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
1- Piano terra	/	/	/	/	/	/	/	/
2- Primo piano ammezzato	/	/	/	/	/	/	/	/
3- Piano nobile	174,60	0,4	5,5	4,9	49,8	0,3	4	11,2
4- Secondo piano ammezzato	/	/	/	/	/	/	/	/
Arretramento della cerniera							0,033 m	
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,058$							

Tabella 6.33 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Ora calcolo l'accelerazione spettrale del sistema considerato.

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\delta_{P,i}$	$\delta_{N,i}$	$\delta_{P,i}^2$	$\delta_{N,i}^2$
1- Piano terra	/	/	/	/
2- Primo piano ammezzato	/	/	/	/
3- Piano nobile	0,500	1,000	0,250	1,000
4- Secondo piano ammezzato	/	/	/	/
			$M^* =$	20,508
			$e^* =$	0,896
			$a_0^* =$	0,486

Tabella 6.34 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Si realizza ora la verifica SLV lineare del cinematismo e qualora non sia verificata si effettua la verifica SLV non lineare.

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	12,7	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	7,2	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,567
N	3	F_0	2,597	γ	1,286
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,336	3,783	
a_0^* (0,486) \geq max	(0,728; 1,379)			NON VERIFICATO	

Tabella 6.35 Verifica SLV lineare

Non essendo verificata si esegue la verifica non lineare.

Verifica SLV non lineare			
d_{k0} [m]	0,188	Θ [rad]	0,056
d_0^* [m]	0,485	h_{bar} [m]	3,361
d_u^* [m]	0,194	T_s [s]	2,736
d_s^* [m]	0,078	a_s^* [m/s ²]	0,408
d_u^* (0,116) \geq max	(0,098; 0,035)		VERIFICATO

Tabella 6.36 Verifica SLV non lineare

La verifica SLV non lineare risulta dunque soddisfatta e per questo motivo non serve ricorrere all'utilizzo di tiranti.

Macroelemento 3a – meccanismo I

L'analisi storica ha permesso di venire a conoscenza di una serie di modifiche apportate nella porzione sud della Loggia ovvero quella degli ammezzati. Si sono dunque eseguite una serie di verifiche volte a valutare la possibile formazione di meccanismi in quota a partire dal piano nobile. Si considera che la posizione estremamente ravvicinata delle finestre al piano inferiore potrebbe essere una delle cause della formazione della cerniera cilindrica che innesca il meccanismo.

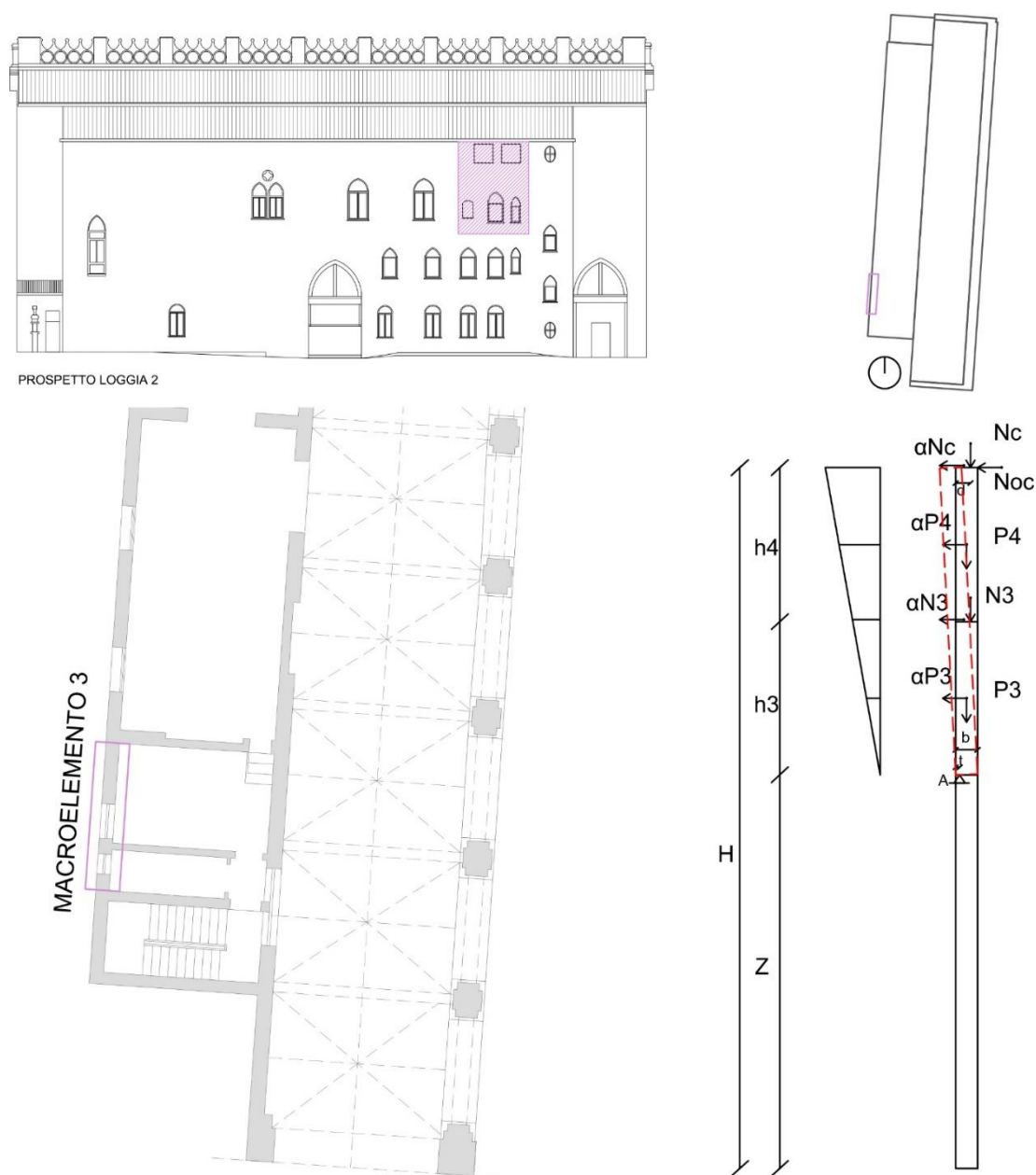


Figura 6.32 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

Figura 6.33 Schema di calcolo

Caratteristiche del macroelemento considerato e analisi dei carichi:

Macroelemento	3a							
Meccanismo	I							
Tipo:	Ribaltamento semplice di parete in quota							
PIANO	P_i	b_i	h_i	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
1- Piano terra	/	/	/	/	/	/	/	/
2- Primo piano ammezzato	/	/	/	/	/	/	/	/
3- Piano nobile	68,99	0,4	2,8	4,29	52,96	0,3	4	9,63
4- Secondo piano ammezzato	63,38	0,4	2,70	4,29	25,23	0,3	2	9,63
Arretramento della cerniera							0,035 m	
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,066$							

Tabella 6.37 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Calcolo ora l'accelerazione spettrale del sistema.

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\delta_{P,i}$	$\delta_{N,i}$	$\delta_{P,i}^2$	$\delta_{N,i}^2$
1- Piano terra	/	/	/	/
2- Primo piano ammezzato	/	/	/	/
3- Piano nobile	0,255	0,509	0,065	0,259
4- Secondo piano ammezzato	0,755	1,000	0,569	1,000
				M* = 17,724
				e* = 0,826
				$a_0^* = 0,602$

Tabella 6.38 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Si procede alla verifica lineare per valutare se il macroelemento resiste all'azione di progetto in campo elastico.

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	12,7	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	7,2	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,567
N	4	F_0	2,597	γ	1,333
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,336	3,783	
a_0^* (0,602) \geq max	(0,728; 1,430)			NON VERIFICATO	

Tabella 6.39 Verifica SLV lineare

Non essendo verificata si passa alla verifica non lineare.

Verifica SLV non lineare			
d_{k0} [m]	0,199	Θ [rad]	0,065
d_o^* [m]	0,242	h_{bar} [m]	3,071
d_u^* [m]	0,097	T_s [s]	1,736
d_s^* [m]	0,039	a_s^* [m/s ²]	0,506
d_u^* (0,097) \geq max	(0,085; 0,025)		VERIFICATO

Tabella 6.40 Verifica SLV non lineare

Macroelemento 3b – meccanismo I

Analogamente alle considerazioni fatte per il macroelemento precedente, si procede ora alla valutazione della risposta sismica dell'ultimo piano ammezzato.



PROSPETTO LOGGIA 2

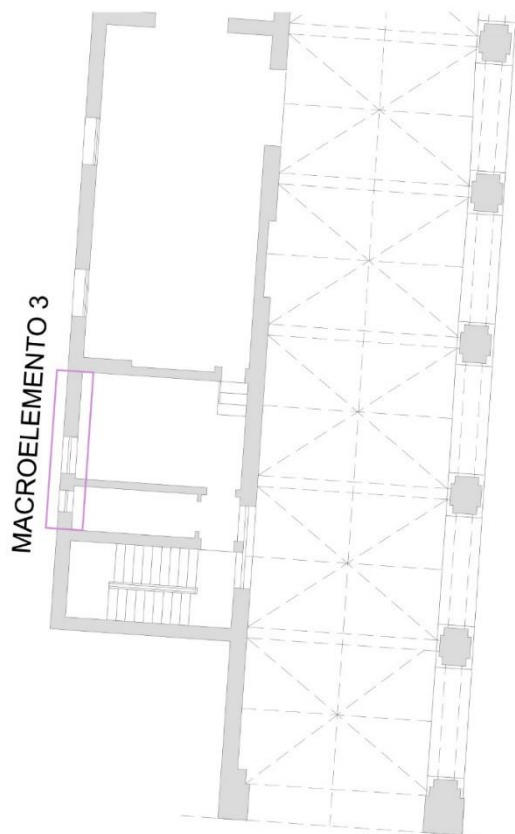


Figura 6.34 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

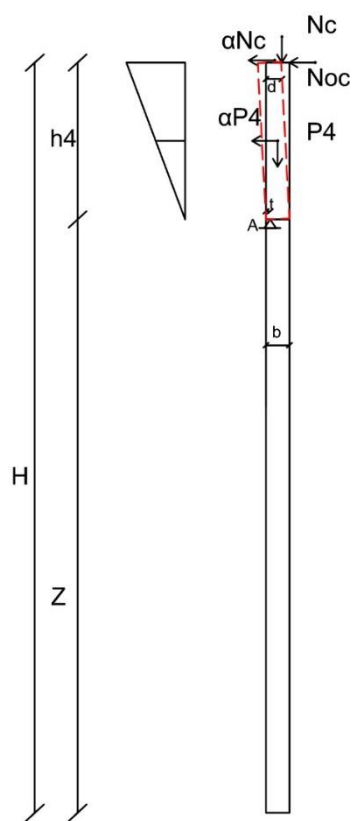


Figura 6.35 Schema di calcolo

Macroelemento	3b							
Meccanismo	I							
Tipo:	Ribaltamento semplice di parete in quota							
PIANO	P_i	b_i	h_i	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
1- Piano terra	/	/	/	/	/	/	/	/
2- Primo piano ammezzato	/	/	/	/	/	/	/	/
3- Piano nobile	/	/	/	/	/	/	/	/
4- Secondo piano ammezzato	63,38	0,4	2,70	4,29	25,23	0,3	2,00	9,63
Arretramento della cerniera							0,015 m	
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,124$							

 Tabella 6.41 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\delta_{P,i}$	$\delta_{N,i}$	$\delta_{P,i}^2$	$\delta_{N,i}^2$
1- Piano terra	/	/	/	/
2- Primo piano ammezzato	/	/	/	/
3- Piano nobile	/	/	/	/
4- Secondo piano ammezzato	0,500	1,000	0,250	1,000
			$M^* =$	8,041
			$e^* =$	0,890
			$a_0^* =$	1,048

Tabella 6.42 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Si procede con la verifica lineare.

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	12,7	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	10	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,787
N	4	F_0	2,597	γ	1,333
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,336	3,783	
a_0^* (1,048) \geq max	(0,728; 1,986)			NON VERIFICATO	

Tabella 6.43 Verifica SLV lineare

Non essendo verificata devo ora valutare la risposta del meccanismo nei confronti della verifica lineare.

Verifica SLV non lineare			
d_{ko} [m]	0,113	Θ [rad]	0,065
d_0^* [m]	0,127	h_{bar} [m]	1,734
d_u^* [m]	0,051	T_s [s]	0,952
d_s^* [m]	0,020	a_s^* [m/s ²]	0,881
d_u^* (0,051) \geq max	(0,047; 0,049)		VERIFICATO

Tabella 6.44 Verifica SLV non lineare

Macroelemento 3c – meccanismo I

Di seguito viene eseguita la verifica a flessione che interessa il piano primo e il secondo livello ammezzato della Loggia. Si è scelto di fare questa verifica poiché negli anni '60 è stata rifatta la scala di servizio e ciò ha comportato una serie di variazioni importanti in pianta e in alzata tra cui il rifacimento di una porzione di solaio che potrebbe realizzare un vincolo inefficace con la facciata.



PROSPETTO LOGGIA 2

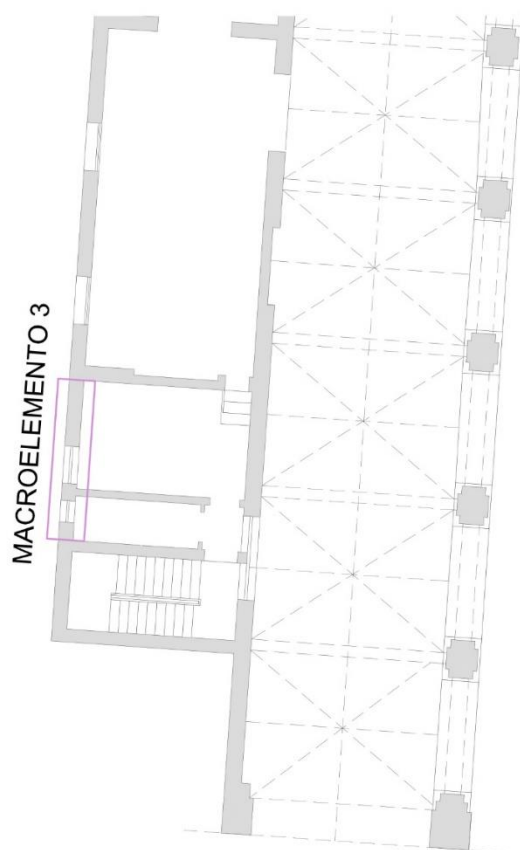


Figura 6.36 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

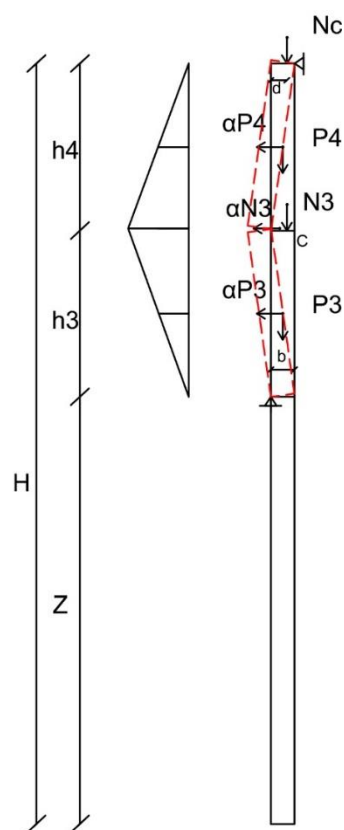


Figura 6.37 Schema di calcolo

Caratteristiche del macroelemento considerato e analisi dei carichi; per il presente caso si considera nullo l'arretramento della cerniera:

Macroelemento	3c							
Meccanismo	I							
Tipo:	Flessione verticale di parete							
PIANO	P_i	b_i	h_i	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
1- Piano terra	/	/	/	/	/	/	/	/
2- Primo piano ammezzato	/	/	/	/	/	/	/	/
3- Piano nobile	68,99	0,4	2,80	4,29	52,96	0,3	4,00	9,63
4- Secondo piano ammezzato	63,38	0,4	2,70	4,29	25,23	0,3	2,00	9,63
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,240$							

 Tabella 6.45 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Calcolo ora l'accelerazione spettrale del sistema. Trattandosi di meccanismo a flessione si devono ricondurre le rotazioni e i relativi spostamenti rispetto ad un unico polo, in questo caso A. Risulterà quindi che:

$$\varphi \cdot h_2 = \theta \cdot h_1 \rightarrow \varphi = \frac{h_1}{h_2} \cdot \theta$$

$$\delta_{P_x} = \frac{h_1}{2} \cdot \theta; \delta_{P_y} = \frac{b}{2} \cdot \theta$$

$$\delta_{N_x} = h_1 \cdot \theta; \delta_{N_y} = d \cdot \theta$$

$$\begin{aligned} \delta_{N_{cx}} &= \delta_{C_x}^A - \delta_{C_x}^C = b \cdot \theta + \left(\frac{h_2}{2} - d\right) \cdot \varphi \\ \delta_{P_{2x}} &= \delta_{C_x}^A - \delta_{P_{2x}}^C = h_1 \cdot \theta - \frac{h_2}{2} \cdot \varphi \end{aligned}$$

$$\delta_{N_{cy}} = 0$$

$$\delta_{P_{2y}} = \delta_{C_y}^A - \delta_{P_{2y}}^C = b \cdot \theta + \left(b - \frac{b}{2}\right) \cdot \varphi$$

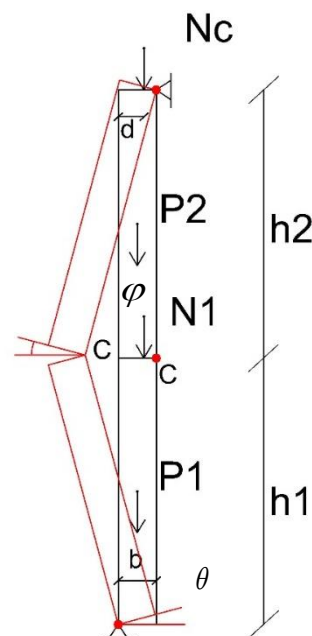


Figura 6.38 Schema di calcolo per meccanismo a flessione verticale

Calcolati i valori degli spostamenti virtuali conseguenti l'attivazione del meccanismo, devo quantificare il valore dell'accelerazione spettrale del sistema che successivamente consentirà di valutare se la verifica SLV lineare è soddisfatta.

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\bar{\delta}_{P,i}$	$\bar{\delta}_{N,i}$	$\bar{\delta}_{P,i}^2$	$\bar{\delta}_{N,i}^2$
1- Piano terra	/	/	/	/
2- Primo piano ammezzato	/	/	/	/
3- Piano nobile	1,400	2,800	1,960	7,840
4- Secondo piano ammezzato	1,400	/	1,960	/
			M* =	16,816
			e* =	0,783
			a ₀ * =	2,311

Si procede alla verifica lineare del macroelemento ricordando che Z equivale all'altezza del baricentro delle linee di vincolo quindi è posta a quota 10 metri.

Tabella 6.46 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

La verifica risulta soddisfatta in campo lineare.

Verifica SLV lineare					
H _{TOT} [m]	12,7	P _{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	10	a _g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,787
N	4	F ₀	2,597	γ	1,333
q	2	T _c *[s]	0,342	S _e (T ₁) [m/s ²]	
η	1	T ₁ [s]	0,336	3,783	
a₀* (2,311) ≥ max	(0,728; 1,986)			VERIFICATO	

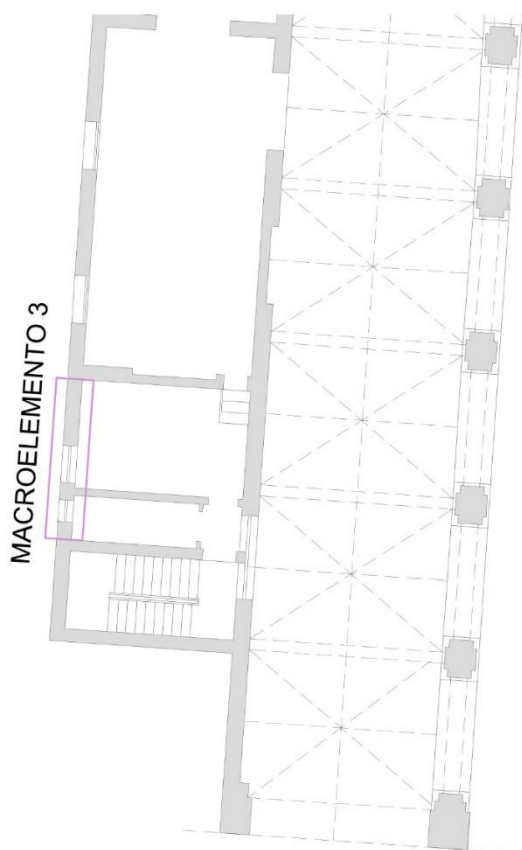
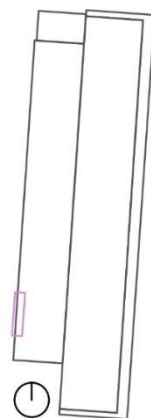
Tabella 6.47 Verifica SLV lineare

Macroelemento 3d – meccanismo I

Per le stesse ragioni di cui sopra si propone la verifica a flessione verticale di parete appoggiata a terra ovvero relativamente al piano terra e al primo piano ammezzato.



PROSPETTO LOGGIA 2



MACROELEMENTO 3

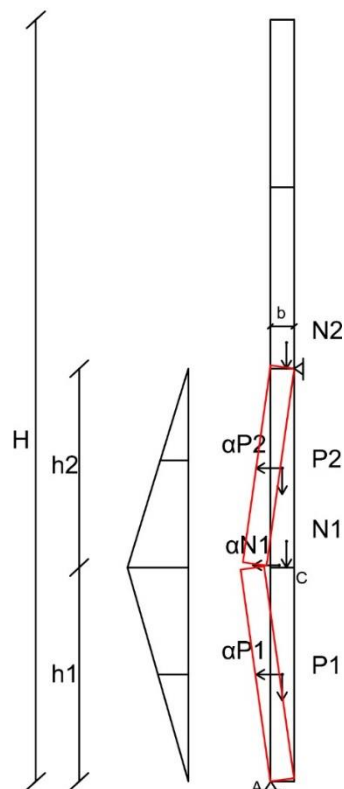


Figura 6.39 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

Figura 6.40 Schema di calcolo

Caratteristiche del macroelemento considerato e analisi dei carichi:

Macroelemento	3c							
Meccanismo	I							
Tipo:	Flessione verticale di parete							
PIANO	P_i	b_i	h_i	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
1- Piano terra	93,70	0,4	3,60	4,29	41,41	0,3	2,00	9,63
2- Primo piano ammezzato	91,18	0,4	3,60	4,29	249,1	0,3	2,00	9,63
3- Piano nobile	/	/	/	/	/	/	/	/
4- Secondo piano ammezzato	/	/	/	/	/	/	/	/
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,437$							

Tabella 6.48 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Calcolati i valori degli spostamenti virtuali conseguenti l'attivazione del meccanismo, devo quantificare il valore dell'accelerazione spettrale del sistema che successivamente consentirà di valutare se la verifica SLV lineare è soddisfatta.

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\bar{\delta}_{P,i}$	$\bar{\delta}_{N,i}$	$\bar{\delta}_{P,i}^2$	$\bar{\delta}_{N,i}^2$
1- Piano terra	1,800	3,600	3,240	12,960
2- Primo piano ammezzato	1,800	/	3,240	/
3- Piano nobile	/	/	/	/
4- Secondo piano ammezzato	/	/	/	/
			$M^* =$	20,841
			$e^* =$	0,430
			$a_0^* =$	7,662

Tabella 6.49 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Si procede alla verifica lineare del macroelemento ricordando che Z equivale all'altezza del baricentro delle linee di vincolo quindi sarà posta a quota 10 metri.

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	12,7	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	3,6	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,283
N	4	F_0	2,597	γ	1,333
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,336	3,783	
$a_0^* (7,662) \geq \max$	(0,728; 0,715)			VERIFICATO	

Tabella 6.50 Verifica SLV lineare

La verifica risulta soddisfatta in campo lineare.

Di seguito vengono analizzati i possibili meccanismi di primo modo e di secondo modo relativi al complesso retrostante la Loggia. Anche per questa seconda parte di verifiche è stata studiata attentamente la cronologia costruttiva in relazione anche alle potenziali vulnerabilità.

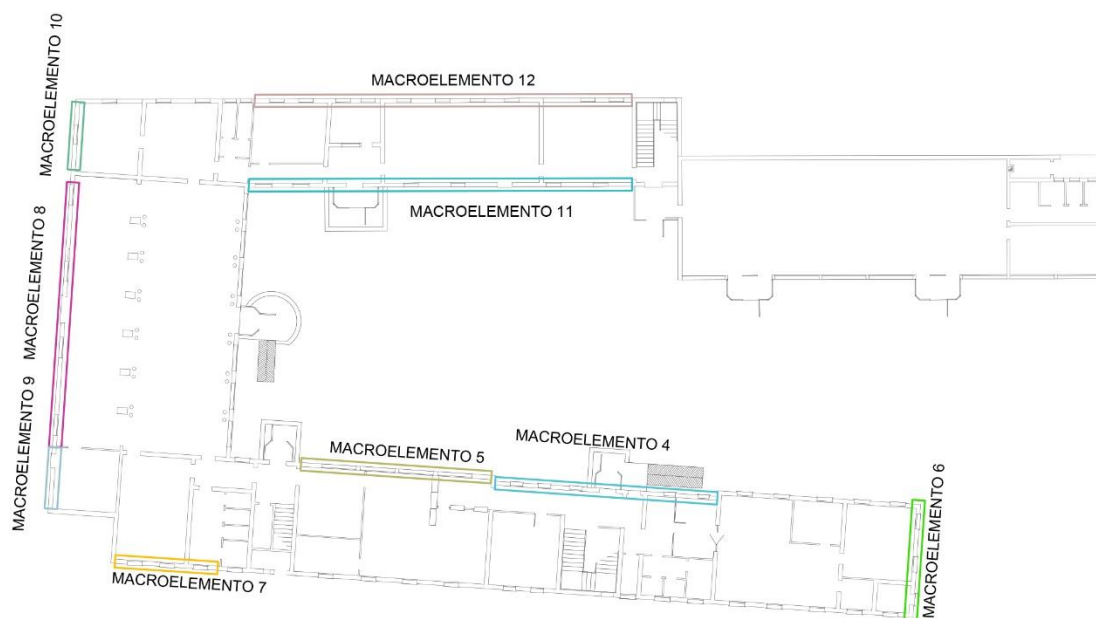


Figura 6.41 Individuazione dei macroelementi-piano terra complesso retrostante

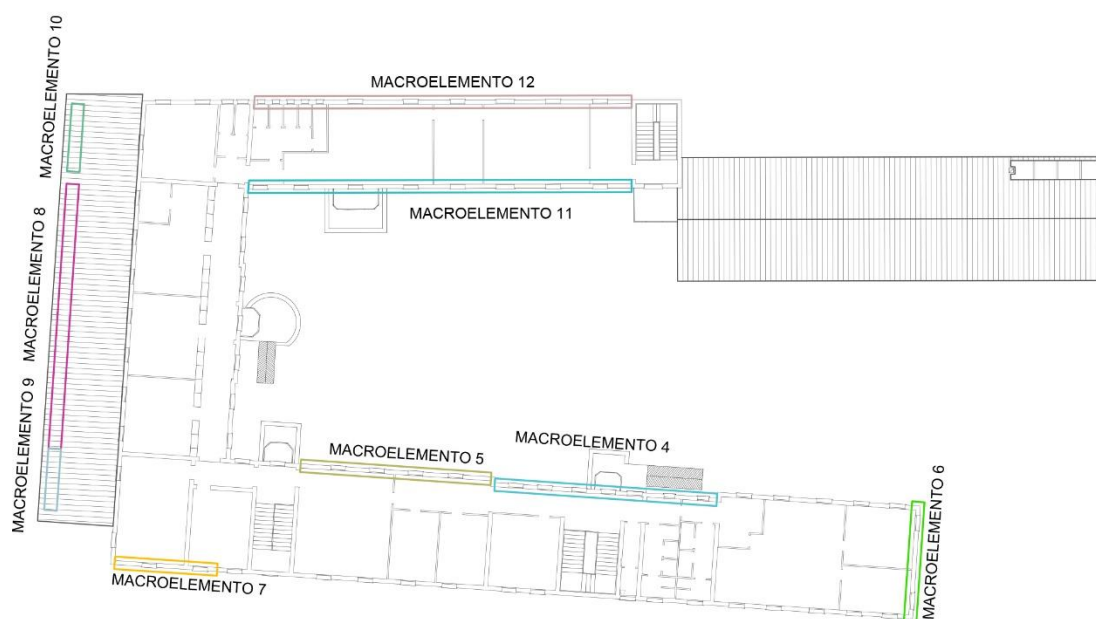


Figura 6.42 Individuazione dei macroelementi-piano primo complesso retrostante

Macroelemento 4 – meccanismo VI

È stata ipotizzata la seguente verifica nel piano di una porzione di facciata del complesso retrostante la Loggia poiché si può notare sia in pianta che in prospetto un disallineamento del fronte verso la corte interna.

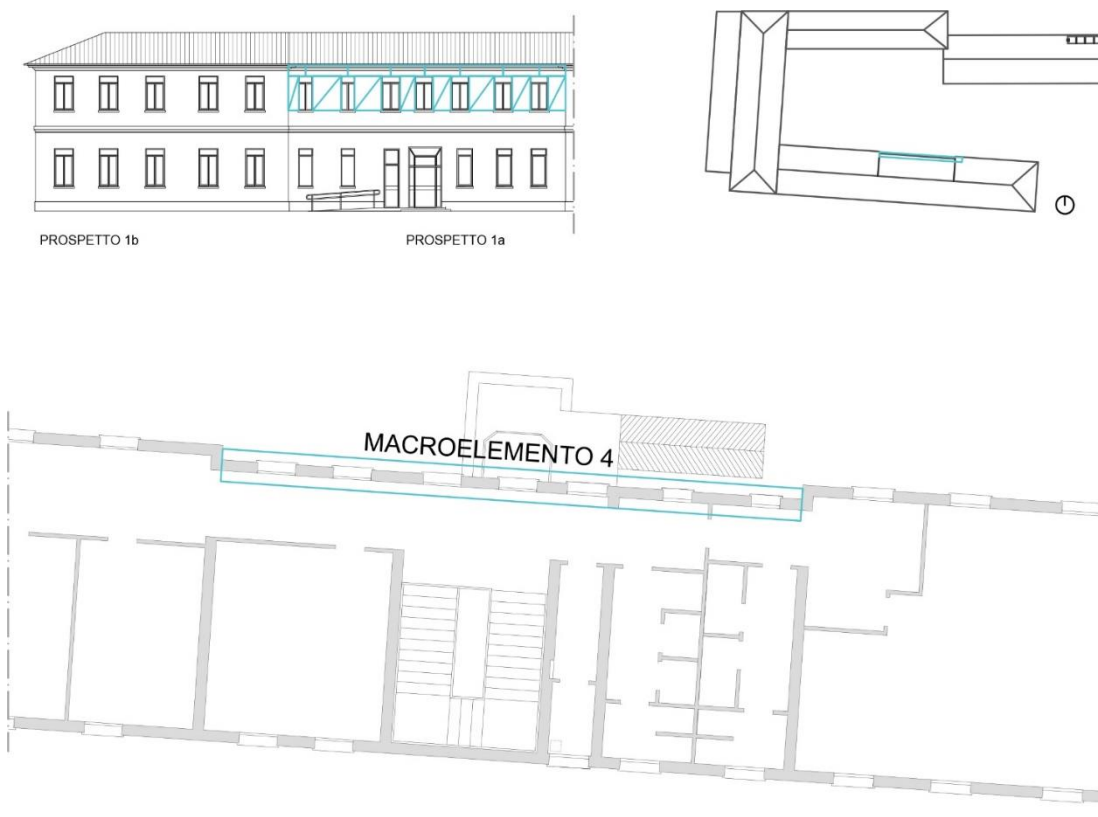


Figura 6.43 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

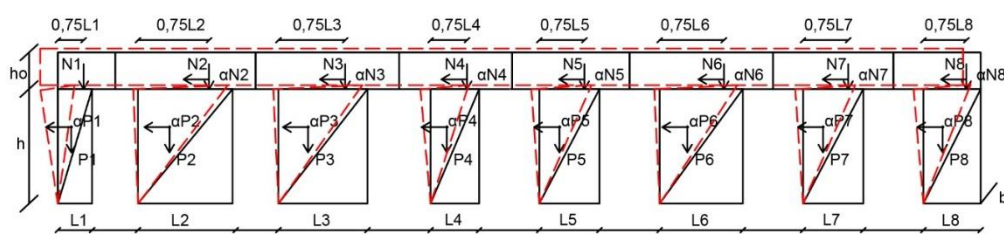


Figura 6.44 Schema di calcolo

Con questa tipologia di danno, i maschi murari si lesionano diagonalmente e tendono a sollevare la fascia muraria superiore che si comporta in maniera monolitica. Questa trasla sopra i cunei che invece ruotano ciascuno attorno alla propria cerniera, la quale si forma alla base del maschio murario. Il valore dei pesi dei maschi murari si considerano concentrati nel baricentro dei prismi triangolari formatisi in seguito alla scossa sismica. I carichi gravanti sulla fascia monolitica superiore sono equamente distribuiti tra i maschi murari, e la loro risultante è posta a 0,75 L dal punto in cui si forma la cerniera di ogni maschio murario.

Prima di tutto è necessario valutare i carichi che gravano sul macroelemento e il coefficiente di attivazione del cinematismo.

In generale si ha che:

$\varphi_1 \cdot H_1 = \varphi_2 \cdot H_2 = \dots = \varphi_i \cdot H_i$ da cui ricavo la rotazione φ di ciascun maschio murario lesionato. Si ricaverà, riferendo poi tutto ad un unico polo di rotazione che:

$$\delta_{P_{1y}} = \frac{L_1}{3} \cdot \varphi_1; \dots; \delta_{P_{iy}} = \frac{L_i}{3} \cdot \varphi_i;$$

$$\delta_{P_{1x}} = \frac{2}{3} \cdot h_1 \cdot \varphi_1; \dots; \delta_{P_{ix}} = \frac{2}{3} \cdot h_i \cdot \varphi_i;$$

$$\delta_{N_{1y}} = 0,75 \cdot L_1 \cdot \varphi_1; \dots; \delta_{N_{iy}} = 0,75 \cdot L_i \cdot \varphi_i;$$

$$\delta_{N_{1x}} = 0,75 \cdot L_1 \cdot \varphi_1; \dots; \delta_{N_{ix}} = 0,75 \cdot L_i \cdot \varphi_i;$$

$$M_S = M_R \rightarrow \alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{P_{iy}} + \sum_{i=1}^n N_i \cdot \delta_{N_{iy}}}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{P_{ix}} + \sum_{i=1}^n N_i \cdot \delta_{N_{ix}}};$$

Macroelemento	4								
Meccanismo	IV								
Tipo:	Rottura nel piano dei maschi murari								
ho = 0,64 m	P _i	b _i	h _i	L _i	N _i	a _i	d _i	q _k	A _{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
Maschio murario 1	6,48	0,3	2,00	0,60	18,3	1,00	0,225	2,0	5,9
Maschio murario 2	17,82	0,3	2,00	1,65	28,9	2,45	0,225	2,0	8,2
Maschio murario 3	16,74	0,3	2,00	1,55	33,1	2,50	0,225	2,0	9,8
Maschio murario 4	9,18	0,3	2,00	0,85	27,2	1,97	0,225	2,0	8,2
Maschio murario 5	11,34	0,3	2,00	1,05	25,8	2,05	0,225	2,0	7,5
Maschio murario 6	15,66	0,3	2,00	1,45	33,1	2,50	0,225	2,0	9,8
Maschio murario 7	7,56	0,3	2,00	0,70	28,2	1,25	0,225	2,0	9,6
Maschio murario 8	7,56	0,3	2,00	0,70	14,1	1,25	0,225	2,0	3,9
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	α₀=0,398								

 Tabella 6.51 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α₀

A questo punto è possibile calcolare il valore della massa partecipante al sistema e l'accelerazione spettrale dello stesso.

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{Px,i} + \sum_{i=1}^n N_i \delta_{Nx,i} \right)^2}{g \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{Px,i}^2 + \sum_{i=1}^n N_i \delta_{Nx,i}^2 \right)} = 29,822 \left[\frac{kN}{\frac{m}{s^2}} \right]$$

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} (P_i + N_i)} = 0,972$$

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} = 3,089 \left[\frac{m}{s^2} \right]$$

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\delta_{P,i}$	$\delta_{N,i}$	$\delta_{P,i}^2$	$\delta_{N,i}^2$
Maschio murario 1	0,667	1,00	0,444	1,00
Maschio murario 2	0,667	1,00	0,444	1,00
Maschio murario 3	0,667	1,00	0,444	1,00
Maschio murario 4	0,667	1,00	0,444	1,00
Maschio murario 5	0,667	1,00	0,444	1,00
Maschio murario 6	0,667	1,00	0,444	1,00
Maschio murario 7	0,667	1,00	0,444	1,00
Maschio murario 8	0,667	1,00	0,444	1,00
				M* = 29,822
				e* = 0,972
				a ₀ * = 3,089

Tabella 6.52 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Si passa ora alla verifica SLV lineare.

Verifica SLV lineare					
H _{TOT} [m]	8,5	P _{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	4,25	a _g [m/s ²]	0,971	ψ	0,500
N	2	F ₀	2,597	γ	1,200
q	2	T _c *[s]	0,342	S _e (T ₁) [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,336	3,783	
a₀* (3,089) ≥ max	(0,728; 1,135)			VERIFICATO	

Tabella 6.53 Verifica SLV lineare

Quindi il meccanismo di secondo modo, ovvero la rottura dei maschi murari per taglio, di una porzione di facciata risulta verificata linearmente.

Macroelemento 5a – meccanismo I

Considerando le fasi costruttive relative alla caserma dei Vigili del Fuoco si possono notare una serie di alterazioni avvenute nel corso degli anni. In relazione proprio al rifacimento di alcune parti (interessate da demolizioni e tamponamenti parziali o totali) si verifica ora la possibilità di ribaltamento del seguente macroelemento.

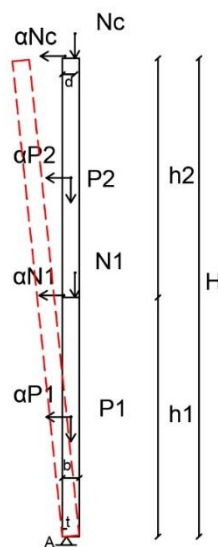
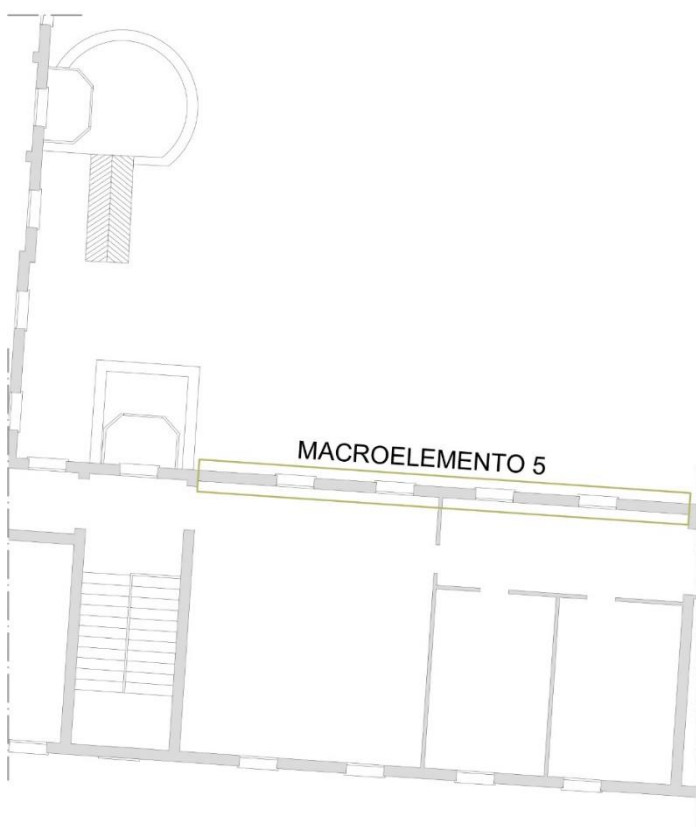
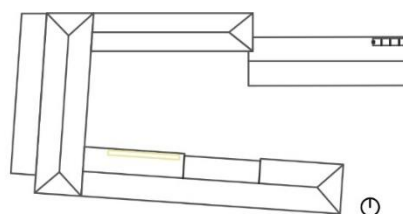
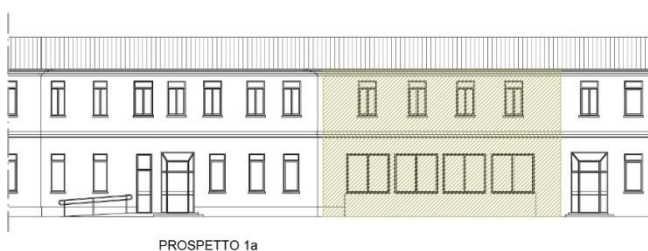


Figura 6.45 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

Figura 6.46 Schema di calcolo

Prima è necessario valutare le caratteristiche geometriche del macroelemento e poi si effettua l'analisi dei carichi.

Macroelemento	5a							
Meccanismo	I							
Tipo:	Ribaltamento semplice di parete							
PIANO	P_i	b_i	h_i	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
1- Piano terra	194,13	0,3	4,25	13,8	162,6	0,23	2,00	52,4
2- Primo piano	294,03	0,3	4,25	13,8	131,1	0,23	2,00	52,4
Arretramento della cerniera							0,041 m	
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,026$							

Tabella 6.54 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Calcolo ora l'accelerazione spettrale del sistema e la frazione di massa partecipante.

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\bar{\delta}_{P,i}$	$\bar{\delta}_{N,i}$	$\bar{\delta}_{P,i}^2$	$\bar{\delta}_{N,i}^2$
1- Piano terra	0,250	0,500	0,063	0,250
2- Piano primo	0,750	1,000	0,563	1,000
			$M^* =$	67,648
			$e^* =$	0,849
			$a_0^* =$	0,233

Tabella 6.55 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	8,5	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	0	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,000
N	2	F_0	2,597	γ	1,200
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,249	3,783	
a_0^* (0,233) \geq max	(0,728; /)			NON VERIFICATO	

Tabella 6.56 Verifica SLV lineare

Verifica SLV non lineare			
d_{k0} [m]	0,114	Θ [rad]	0,0217
d_0^* [m]	0,067	h_{bar} [m]	5,234
d_u^* [m]	0,027	T_s [s]	1,468
d_s^* [m]	0,011	a_s^* [m/s ²]	0,196
$d_u^* = 0,027 \geq$ max	(0,072; /)		NON VERIFICATO

Tabella 6.57 Verifica SLV non lineare

Piano terra		T_1	11,00	[kN]
Piano primo		T_2	22,00	[kN]
Verifica e dimensionamento dei tiranti				
Barre di acciaio		Φ	18	[mm]
		f_y	180	[MPa]
Capochiave		a	20	[cm]
		b	15	[cm]
Muratura		f_{md}	92,308	[N/cm ²]
		f_{vd}	2,308	[N/cm ²]
		t	30	[cm]
Verifica	Snervamento barra	T'	43,5	[kN]
	Punzonamento muratura	T''	<u>13,3</u>	[kN]
	Schiacciamento muratura	T'''	27,7	[kN]
		$T = \min (43,5; \underline{20,3}; 20,8)$		
Piano		N. tiranti	Sforzo Max	
	Piano terra	2 $\phi 18$	26,311	[kN]
	Piano primo	2 $\phi 18$	26,311	[kN]

Tabella 6.58 Progettazione e verifica tiranti

Macroelemento 5b – meccanismo I

Si considera il macroelemento 5b un possibile meccanismo fuori piano in quanto posto al di sopra di aperture che interessano quasi completamente la parte bassa della facciata, ora parzialmente tamponate ma fino agli anni '60 rappresentavano i garage delle autobotti dei pompieri. Si prevede dunque la possibilità di ribaltamento del solo piano primo.

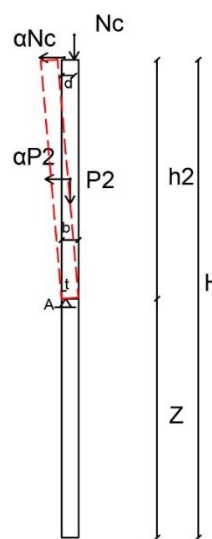
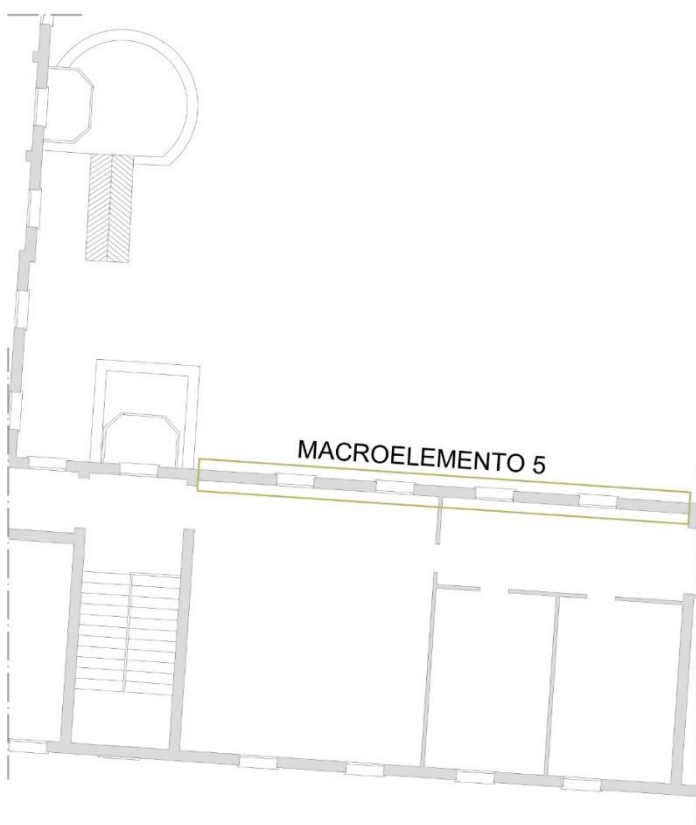
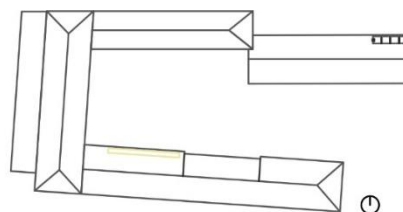
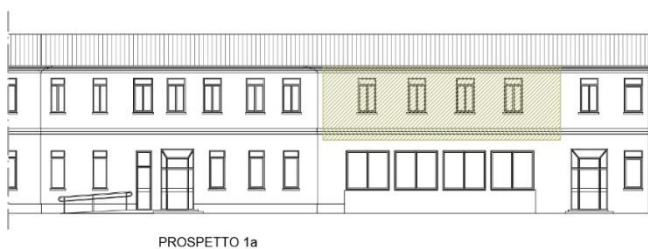


Figura 6.47 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

Figura 6.48 Schema di calcolo

Calcolo il coefficiente di attivazione del meccanismo α_0 .

Macroelemento	5b							
Meccanismo	I							
Tipo:	Ribaltamento semplice di parete in quota							
PIANO	P_i	b_i	h_i	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
1- Piano terra	/	/	/	/	/	/	/	/
2- Primo piano	294,03	0,3	4,25	13,8	131,1	0,23	2,00	52,4
Arretramento della cerniera							0,022 m	
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,054$							

Tabella 6.59 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Ora si valuta il valore dell'accelerazione spettrale del sistema e poi si esegue la verifica lineare e se necessario anche quella non lineare.

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\delta_{P,i}$	$\delta_{N,i}$	$\delta_{P,i}^2$	$\delta_{N,i}^2$
1- Piano terra	/	/	/	/
2- Piano primo	0,500	1,000	0,250	1,000
			$M^* =$	38,535
			$e^* =$	0,889
			$a_0^* =$	0,461

Tabella 6.60 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	8,5	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	4,25	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,500
N	2	F_0	2,597	γ	1,200
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,249	3,783	
a_0^* (0,461) \geq max	(0,728; 1,135)			NON VERIFICATO	

Tabella 6.61 Verifica SLV lineare

Verifica SLV non lineare			
d_{k0} [m]	0,150	Θ [rad]	0,054
d_0^* [m]	0,169	h_{bar} [m]	2,780
d_u^* [m]	0,068	T_s [s]	1,659
d_s^* [m]	0,027	a_s^* [m/s ²]	0,387
d_u^* (0,068) \geq max	(0,081; 0,028)		NON VERIFICATO

Tabella 6.62 Verifica SLV non lineare

Essendo la verifica SLV non lineare non soddisfatta è necessario ricorrere all'utilizzo di tiranti per evitare il fenomeno del ribaltamento della parete. Si prevede l'utilizzo dei seguenti tiranti (si utilizzeranno comunque 2 tiranti anche nel caso in cui ne bastasse solamente uno):

Piano terra		T_1	/	[kN]
Piano primo		T_2	8,77	[kN]
Verifica e dimensionamento dei tiranti				
Barre di acciaio		Φ	18	[mm]
		f_y	180	[MPa]
Capochiave		a	20	[cm]
		b	15	[cm]
Muratura		f_{md}	92,308	[N/cm ²]
		f_{vd}	2,308	[N/cm ²]
		t	30	[cm]
Verifica	Snervamento barra	T'	43,5	[kN]
	Punzonamento muratura	T''	13,2	[kN]
	Schiacciamento muratura	T'''	36,9	[kN]
		$T = \min (43,5; \underline{13,2}; 27,7)$		
Piano		N. tiranti	Sforzo Max	
	Piano terra	/	/	[kN]
	Piano primo	2 $\phi 16$	26,311	[kN]

Tabella 6.63 Progettazione e verifica tiranti

Macroelemento 6 – meccanismo IV

Questa verifica prende in considerazione la parte alta della facciata del blocco più a sud. Si considera la possibilità della formazione di un meccanismo di secondo modo, ovvero la rottura per taglio dei maschi murari.



Figura 6.49 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

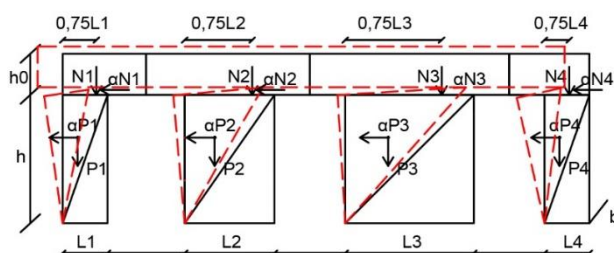


Figura 6.50 Schema di calcolo

Si procede con il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo trascurando l'arretramento della cerniera alla base di ogni maschio murario.

Macroelemento	6								
Meccanismo	IV								
Tipo:	Rottura nel piano dei maschi murari								
ho = 0,64 m	P _i	b _i	h _i	L _i	N _i	a _i	d _i	q _k	A _{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
Maschio murario 1	7,56	0,3	2,0	0,7	11,0	1,3	0,23	2,0	2,6
Maschio murario 2	15,12	0,3	2,0	1,4	21,7	2,6	0,23	2,0	5,2
Maschio murario 3	21,60	0,3	2,0	2,0	26,4	3,1	0,23	2,0	6,3
Maschio murario 4	7,56	0,3	2,0	0,7	10,6	1,3	0,23	2,0	2,5
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,473$								

Tabella 6.64 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\bar{\delta}_{P,i}$	$\bar{\delta}_{N,i}$	$\bar{\delta}_{P,i}^2$	$\bar{\delta}_{N,i}^2$
Maschio murario 1	0,667	1,000	0,444	1,000
Maschio murario 2	0,667	1,000	0,444	1,000
Maschio murario 3	0,667	1,000	0,444	1,000
Maschio murario 4	0,667	1,000	0,444	1,000
			M* =	11,950
			e* =	0,964
			a ₀ * =	3,702

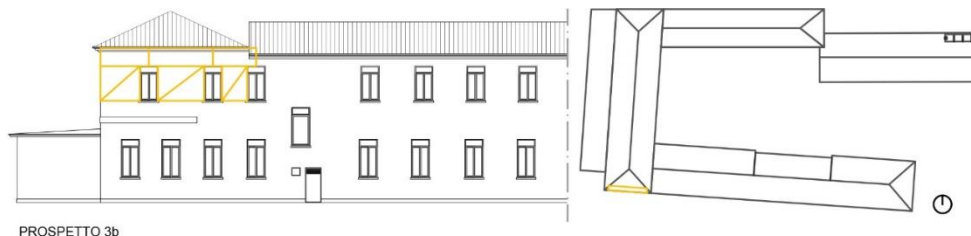
Tabella 6.65 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	8,5	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	4,25	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,500
N	2	F_0	2,597	γ	1,200
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,249	3,783	
a_0^* (3,702) \geq max	(0,728; 1,135)			VERIFICATO	

Tabella 6.66 Verifica SLV lineare

Macroelemento 7 – meccanismo IV

Questa verifica prende invece in considerazione la parte alta della facciata del blocco aggiunto nel 1939. Si considera la possibilità della formazione di un meccanismo di secondo modo, ovvero la rottura per taglio dei maschi murari.



PROSPETTO 3b

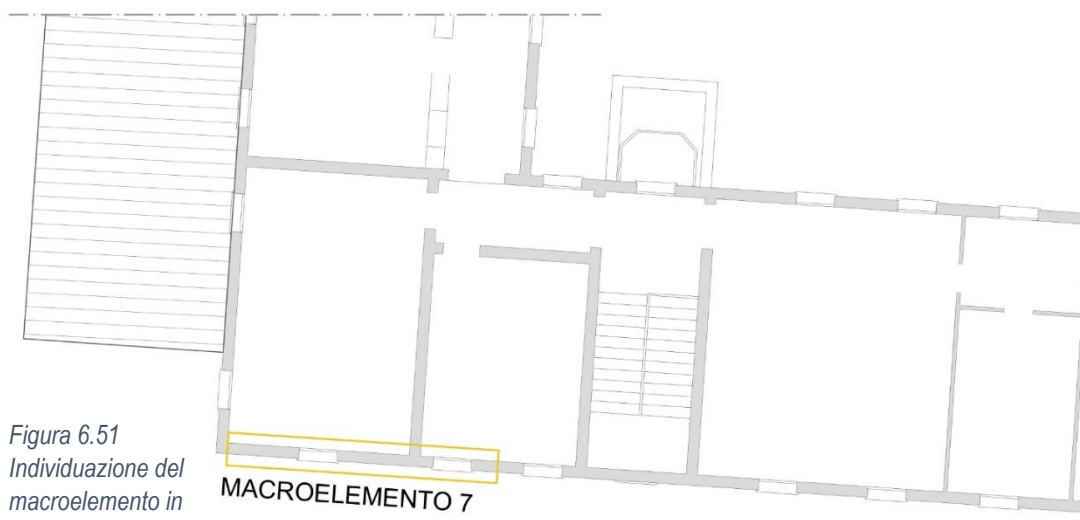


Figura 6.51
Individuazione del
macroelemento in
prospetto e pianta

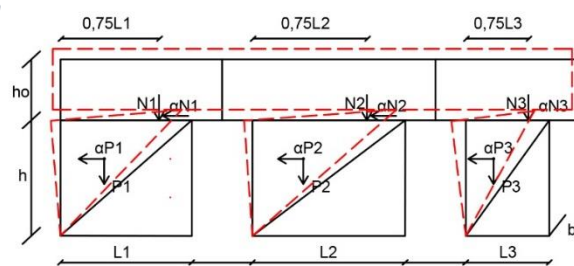


Figura 6.52 Schema di calcolo

Si procede con il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo trascurando l'arretramento della cerniera alla base di ogni maschio murario.

Macroelemento	7								
Meccanismo	IV								
Tipo:	Rottura nel piano dei maschi murari								
ho = 1,05 m	P _i	b _i	h _i	L _i	N _i	a _i	d _i	q _k	A _{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
Maschio murario 1	24,57	0,3	2,0	2,3	27,9	2,8	0,23	2,0	4,8
Maschio murario 2	28,51	0,3	2,0	2,6	31,9	2,6	0,2	2,0	6,8
Maschio murario 3	15,66	0,3	2,0	1,4	19,9	2,5	0,23	2,0	2,3
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,732$								

Tabella 6.67 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\delta_{P,i}$	$\delta_{N,i}$	$\delta_{P,i}^2$	$\delta_{N,i}^2$
Maschio murario 1	0,667	1,000	0,444	1,000
Maschio murario 2	0,667	1,000	0,444	1,000
Maschio murario 3	0,667	1,000	0,444	1,000
				M* = 14,578
				e* = 0,963
				$a_0^* = 5,736$

Tabella 6.68 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	8,91	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	4,25	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,477
N	2	F_0	2,597	γ	1,200
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,249	3,783	
a_0^* (5,736) \geq max	(0,728; 1,083)			VERIFICATO	

Tabella 6.69 Verifica SLV lineare

Macroelemento 8 – meccanismo II

Dal rilievo fotografico e dall'analisi del quadro fessurativo è stato possibile rilevare, nella porzione più a ovest del complesso retrostante la Loggia, la presenza di una parete in muratura trattenuta in sommità da cordolo in in calcestruzzo armato. Si prevede dunque la verifica di tale macroelemento il cui ribaltamento è contrastato proprio dal cordolo in calcestruzzo. Si assumono:

- peso specifico $W = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$;
- coefficiente di attrito $f = 0,4$;
- altezza $h_0 = 0,3 \text{ m}$;

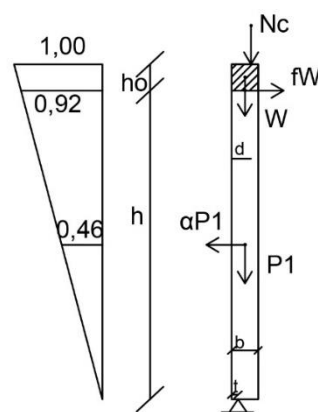
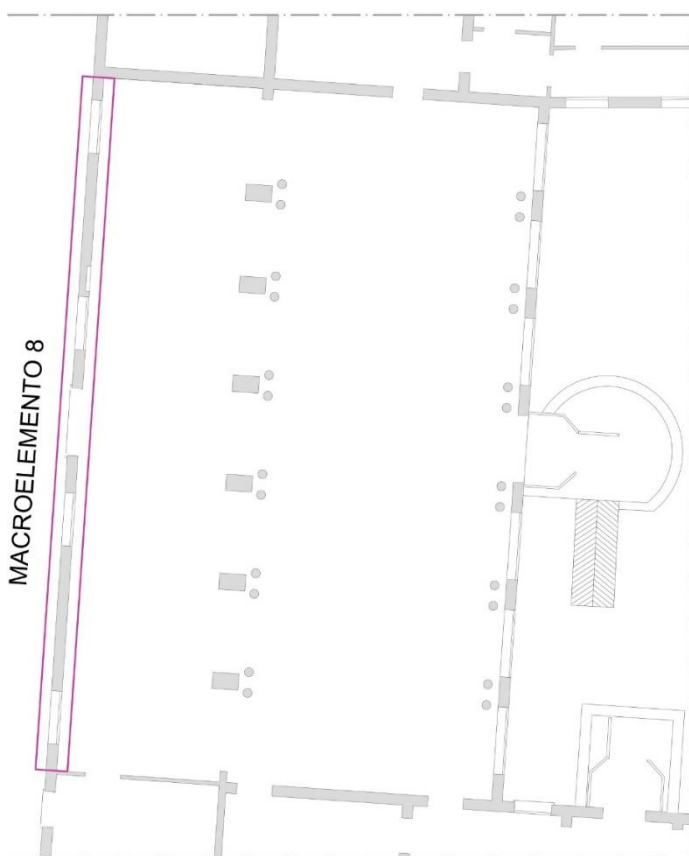
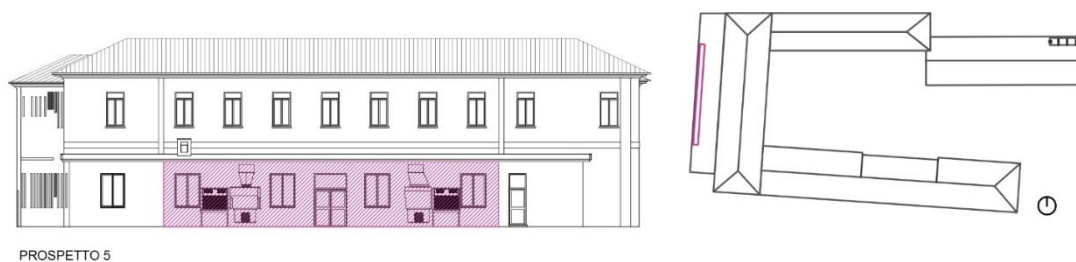


Figura 6.53 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

Figura 6.54 Schema di calcolo

$$P = \gamma \cdot h_1 \cdot b = 273,83[kN] \text{ peso del pannello murario;}$$

$$N = G \cdot A_{infl} + \psi_{21} \cdot (q_k \cdot A_{infl}) = 176,40[kN] \text{ carico verticale gravante sul macroelemento;}$$

$$W = \gamma \cdot h_0 \cdot b = 44,10[kN] \text{ peso del cordolo in calcestruzzo armato;}$$

$$t = \frac{2}{3} \cdot \frac{P_1 + N_c + W}{f_{md} \cdot l} = 0,018[m]$$

$$M_S = M_R \rightarrow \alpha_0 = \frac{P_1 \cdot \delta_{P_1y} + N_c \cdot \delta_{N_cy} + W \cdot \delta_{Wy} + f \cdot W \cdot \delta_{Wx}}{P_1 \cdot \delta_{P_1x}} = 0,292$$

Si trascura l'effetto instabilizzante, di tutte le forze orizzontali la cui retta d'azione si collochi al di sopra del cordolo.

Macroelemento	8							
Meccanismo	II							
Tipo:	Ribaltamento fuori dal piano di una parete trattenuta da un cordolo							
PIANO	P _i , W	b _i	h ₁ , h ₀	l _i	N _i	d _i	q _k	A _{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/ m ²]	[m ²]
1- Parete	273,8	0,3	3,5	19,6	176,4	0,225	3	44
2- Cordolo in calcestruzzo armato; f=0,4; W = 25 [kN/m ³]	44,1	0,3	0,3	19,6	-	0,225	-	-
Arretramento della cerniera							0,018 m	
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	α₀=0,292							

Tabella 6.70 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff.α₀

Valutato il coefficiente di attivazione del meccanismo, è necessario ora andare a calcolare la frazione di massa partecipante al sistema e il valore dell'accelerazione spettrale. Anche per questa tipologia di cinematismo si utilizzano le formule descritte già per gli altri casi, ovvero:

$$M^* = \frac{(P_1 \cdot \delta_{P_1x} + N_C \cdot \delta_{N_Cx} + W \cdot \delta_{Wx})^2}{g(P_1 \cdot \delta_{P_1x}^2 + N_C \cdot \delta_{N_Cx}^2 + W \cdot \delta_{Wx}^2)} = 44,142 \left[\frac{kN}{\frac{m}{s^2}} \right]$$

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} (P_1 + N_C + W)} = 0,876$$

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} = 2,519 \left[\frac{m}{s^2} \right]$$

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\bar{\delta}_{P,i}, \bar{\delta}_W$	$\bar{\delta}_{N,i}$	$\bar{\delta}_{P,i}^2, \bar{\delta}_W^2$	$\bar{\delta}_{N,i}^2$
1- Piano terra	0,461	1,000	0,212	1,000
2- Cordolo in calcestruzzo armato	0,921	-	0,848	-
				M* = 44,142
				e* = 0,876
				a ₀ * = 2,519

Tabella 6.71 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Verifica SLV lineare					
H _{TOT} [m]	3,8	P _{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	0	a _g [m/s ²]	0,971	Ψ	/
N	1	F ₀	2,597	γ	/
q	2	T _c *[s]	0,342	S _e (T ₁) [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,249	/	
a₀* (2,519) ≥ max	(0,728; /)			VERIFICATO	

Tabella 6.72 Verifica SLV lineare

Macroelemento 9 – meccanismo II

Analogamente al macroelemento appena studiato, si prevede di fare una verifica sismica per le due porzioni di testa della facciata che sono separate dalla parte centrale da muri ortogonali.

Come nel caso precedente si considera:

- peso specifico $W = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$;
- coefficiente di attrito $f = 0,4$;
- altezza $h_0 = 0,3 \text{ m}$;



PROSPETTO 5

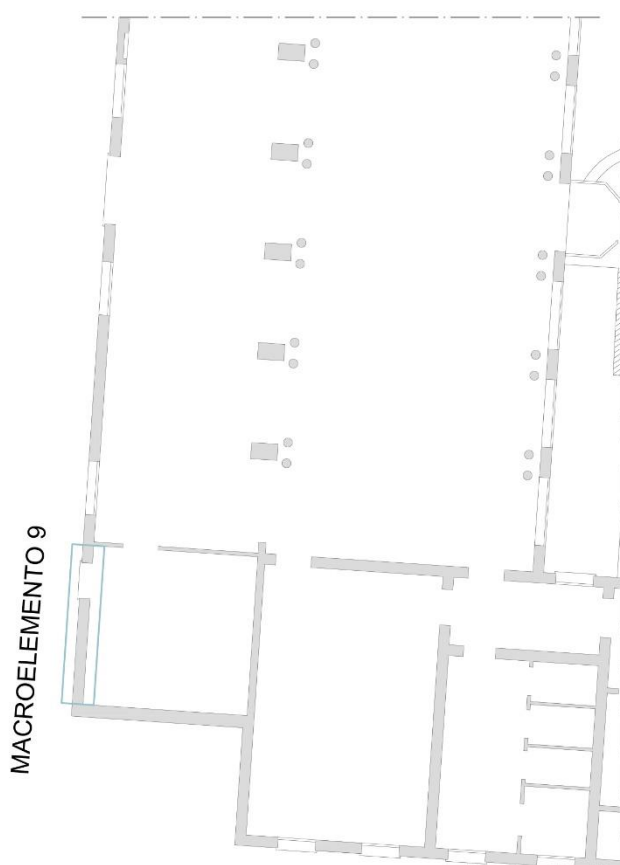
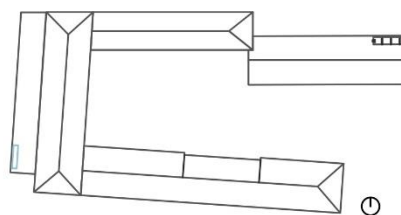


Figura 6.55 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

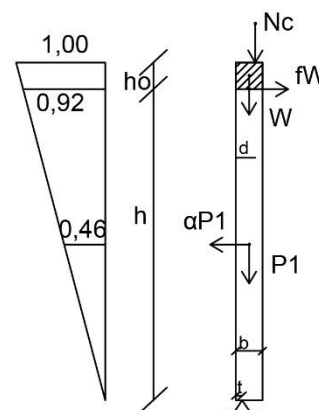


Figura 6.56 Schema di calcolo

Valuto ora il coefficiente di attivazione del meccanismo considerando le differenti caratteristiche geometriche rispetto al caso precedente.

Macroelemento	9								
Meccanismo	II								
Tipo:	Ribaltamento fuori dal piano di una parete trattenuta da un cordolo								
PIANO	P_i, W	b_i	h_1, h_0	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infi}	
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]	
1- Parete	67,55	0,3	3,5	4,46	40,2	0,225	3	10,0	
2- Cordolo in calcestruzzo armato $f=0,4$; $W = 25$ [kN/m ³]	10,04	0,3	0,3	4,46	-	0,225	-	-	
Arretramento della cerniera							0,019 m		
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,275$								

Tabella 6.73 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Ricavato il coefficiente di attivazione del meccanismo, è necessario ora calcolare la frazione di massa partecipante al sistema e il valore dell'accelerazione spettrale del sistema.

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	$g = 9.81$ [m/s ²]			
	$\bar{\delta}_{P,i}, \bar{\delta}_W$	$\bar{\delta}_{N,i}$	$\bar{\delta}_{P,i}^2, \bar{\delta}_W^2$	$\bar{\delta}_{N,i}^2$
1- Piano terra	0,461	1,000	0,212	1,000
2- Cordolo in calcestruzzo armato	0,921	-	0,848	-
				$M^* = 10,489$
				$e^* = 0,874$
				$a_0^* = 2,372$

Tabella 6.74 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

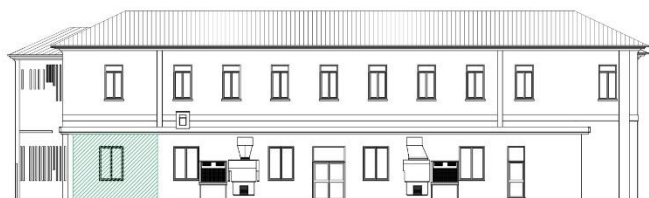
Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	3,8	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	0	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	/
N	1	F_0	2,597	γ	/
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,249	/	
a_0^* (2,372) \geq max	(0,728; /)			VERIFICATO	

Tabella 6.75 Verifica SLV lineare

Macroelemento 10 – meccanismo II

Caratteristiche assunte per il cordolo in calcestruzzo armato:

- peso specifico $W = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$;
- coefficiente di attrito $f = 0,4$;
- altezza $h_0 = 0,3 \text{ m}$;



PROSPETTO 5

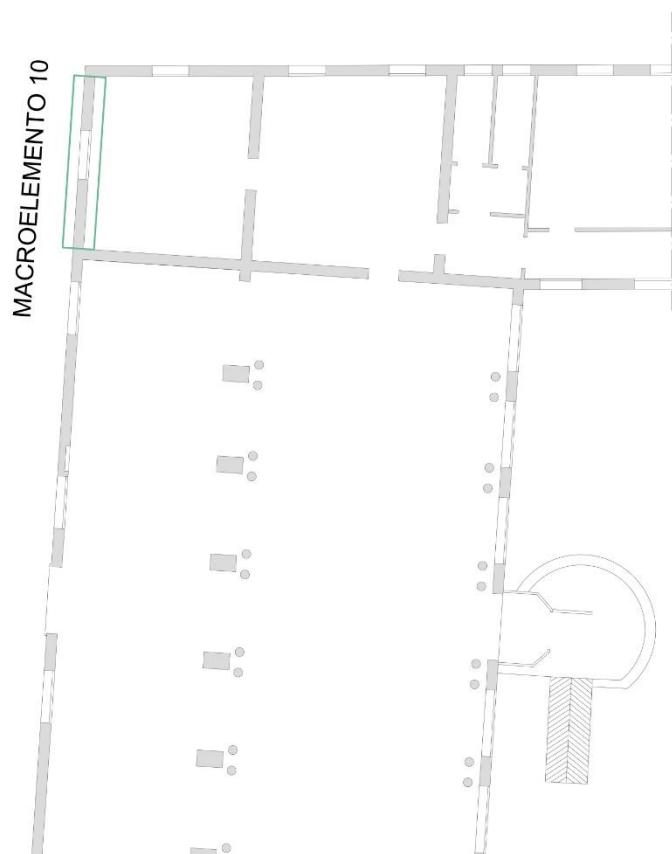
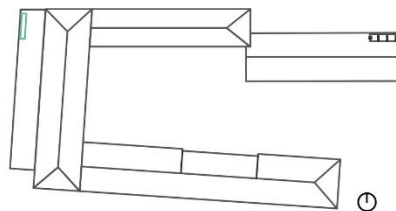


Figura 6.57 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

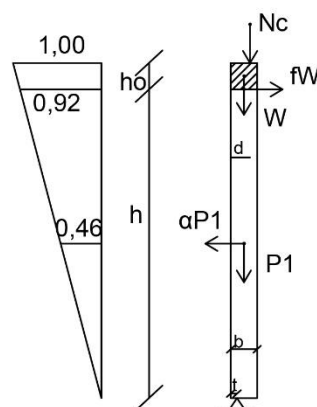


Figura 6.58 Schema di calcolo

Valuto ora il coefficiente di attivazione del meccanismo considerando le differenti caratteristiche geometriche rispetto al caso precedente.

Macroelemento	9								
Meccanismo	II								
Tipo:	Ribaltamento fuori dal piano di una parete trattenuta da un cordolo								
PIANO	P_i, W	b_i	h_1, h_0	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infl}	
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]	
1- Parete	77,87	0,3	3,5	4,92	45,1	0,225	3	11,3	
2- Cordolo in calcestruzzo armato $f=0,4; W = 25$ [kN/m ³]	11,07	0,3	0,3	4,92	-	0,225	-	-	
Arretramento della cerniera							0,020 m		
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,267$								

 Tabella 6.76 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*					
PIANO	FC = 1,30				
	g = 9.81 [m/s ²]				
	$\delta_{P,i}, \delta_W$	$\delta_{N,i}$	$\delta_{P,i}^2, \delta_W^2$	$\delta_{N,i}^2$	
1- Piano terra	0,461	1,000	0,212	1,000	
2- Cordolo in calcestruzzo armato	0,921	-	0,848	-	
				$M^* =$	11,927
				$e^* =$	0,873
				$a_0^* =$	2,305

Tabella 6.77 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	3,8	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	0	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	/
N	1	F_0	2,597	γ	/
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,249	/	
$a_0^* (2,305) \geq \max$	(0,728; /)			VERIFICATO	

Tabella 6.78 Verifica SLV lineare

Macroelemento 11 – meccanismo I

Si ipotizza di fare una verifica al ribaltamento della seguente porzione di facciata poiché il corpo di fabbrica, originariamente ad un solo piano, fu sopraelevato nel 1962 andando a costituire il manufatto che vediamo oggi. È plausibile pensare che i collegamenti, se poco efficaci, possano innescare un meccanismo di secondo modo per tale macroelemento.

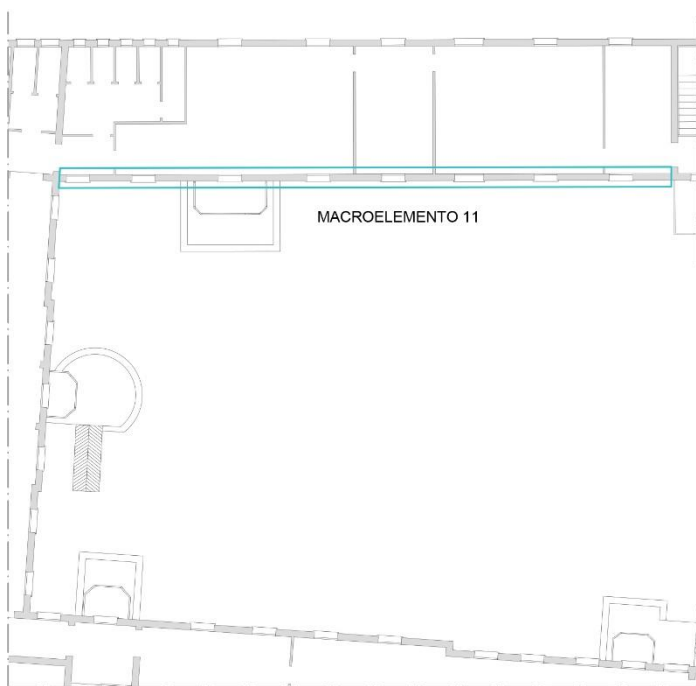


Figura 6.59 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

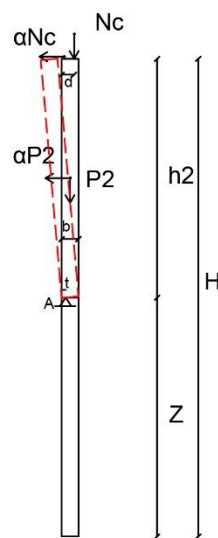


Figura 6.60 Schema di calcolo

Calcolo il coefficiente di attivazione del meccanismo α_0 .

Macroelemento	11							
Meccanismo	I							
Tipo:	Ribaltamento semplice di parete in quota							
PIANO	P_i	b_i	h_i	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
1- Piano terra	/	/	/	/	/	/	/	/
2- Primo piano	538,6	0,3	4,25	27,4	202,4	0,225	2	80,9
Arretramento della cerniera							0,020 m	
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,056$							

Tabella 6.79 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Ora si valuta il valore dell'accelerazione spettrale del sistema e poi si esegue la verifica lineare e se necessario anche quella non lineare.

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\delta_{P,i}$	$\delta_{N,i}$	$\delta_{P,i}^2$	$\delta_{N,i}^2$
1- Piano terra	/	/	/	/
2- Piano primo	0,500	1,000	0,250	1,000
			$M^* =$	67,290
			$e^* =$	0,891
			$a_0^* =$	0,473

Tabella 6.80 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	8,5	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	4,25	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,500
N	2	F_0	2,597	γ	1,200
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,249	3,783	
a_0^* (0,473) \geq max	(0,728; 1,135)			NON VERIFICATO	

Tabella 6.81 Verifica SLV lineare

Verifica SLV non lineare			
d_{k0} [m]	0,151	Θ [rad]	0,056
d_0^* [m]	0,170	h_{bar} [m]	2,675
d_u^* [m]	0,068	T_s [s]	1,644
d_s^* [m]	0,027	a_s^* [m/s ²]	0,397
d_u^* (0,068) \geq max	(0,081; 0,028)		NON VERIFICATO

Tabella 6.82 Verifica SLV non lineare

Essendo la verifica SLV non lineare non soddisfatta è necessario ricorrere all'utilizzo di tiranti per evitare il fenomeno del ribaltamento della parete. Si prevede l'utilizzo dei seguenti tiranti:

Piano terra		T_1	/	[kN]
Piano primo		T_2	16	[kN]
Verifica e dimensionamento dei tiranti				
Barre di acciaio		Φ	18	[mm]
		f_y	180	[MPa]
Capochiave		a	20	[cm]
		b	15	[cm]
Muratura		f_{md}	92,308	[N/cm ²]
		f_{vd}	2,308	[N/cm ²]
		t	30	[cm]
Verifica	Snervamento barra	T'	43,5	[kN]
	Punzonamento muratura	T''	13,2	[kN]
	Schiacciamento muratura	T'''	27,7	[kN]
		$T = \min (43,5; \underline{13,2}; 27,7)$		
Piano		N. tiranti	Sforzo Max	
	Piano terra	/	/	[kN]
	Piano primo	2 $\phi 18$	26,311	[kN]

Tabella 6.83 Progettazione e verifica tiranti

Macroelemento 12 – meccanismo I

Per lo stesso motivo di cui al caso precedente si esegue la seguente verifica, che interessa lo stesso blocco di prima ma il prospetto posteriore ovvero quello rivolto a nord.

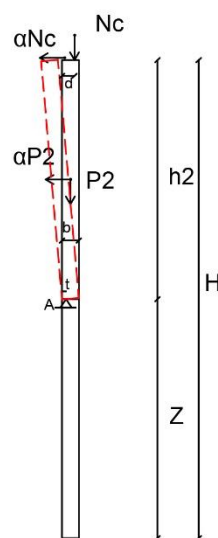
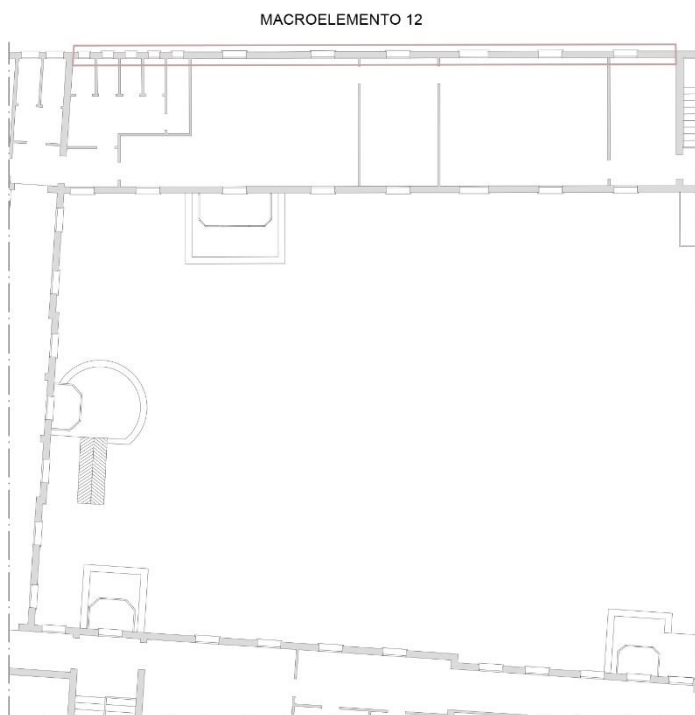
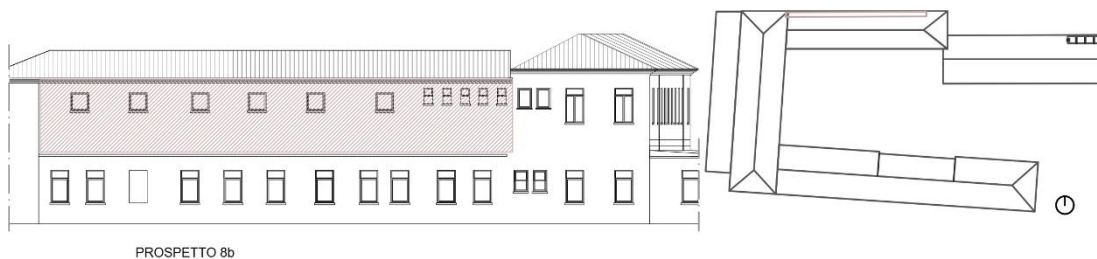


Figura 6.61 Individuazione del macroelemento in prospetto e pianta

Figura 6.62 Schema di calcolo

Calcolo il coefficiente di attivazione del meccanismo α_0 .

Macroelemento	12							
Meccanismo	I							
Tipo:	Ribaltamento semplice di parete in quota							
PIANO	P_i	b_i	h_i	l_i	N_i	d_i	q_k	A_{infl}
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN/m ²]	[m ²]
1- Piano terra	/	/	/	/	/	/	/	/
2- Primo piano	580,2	0,3	4,25	27,4	202,4	0,225	2	80,9
Arretramento della cerniera							0,021 m	
Coefficiente di Attivazione del meccanismo	$\alpha_0=0,056$							

Tabella 6.84 Caratteristiche geometriche, carichi agenti sul macroelemento e coeff. α_0

Calcolo dell'accelerazione spettrale del a_0^*				
PIANO	FC = 1,30			
	g = 9.81 [m/s ²]			
	$\bar{\delta}_{P,i}$	$\bar{\delta}_{N,i}$	$\bar{\delta}_{P,i}^2$	$\bar{\delta}_{N,i}^2$
1- Piano terra	/	/	/	/
2- Piano primo	0,500	1,000	0,250	1,000
				$M^* = 71,158$
				$e^* = 0,892$
				$a_0^* = 0,471$

Tabella 6.85 Determinazione dell'accelerazione spettrale del sistema

Verifica SLV lineare					
H_{TOT} [m]	8,5	P_{VR}	10%	S	1,5
Z [m]	4,25	a_g [m/s ²]	0,971	Ψ	0,500
N	2	F_0	2,597	γ	1,200
q	2	T_c^* [s]	0,342	$S_e(T_1)$ [m/s ²]	
η	1	T1[s]	0,249	3,783	
$a_0^* (0,471) \geq \max$	(0,728; 1,135)			NON VERIFICATO	

Tabella 6.86 Verifica SLV lineare

Verifica SLV non lineare			
d_{k0} [m]	0,150	Θ [rad]	0,056
d_0^* [m]	0,168	h_{bar} [m]	2,675
d_u^* [m]	0,067	T_s [s]	1,637
d_s^* [m]	0,027	a_s^* [m/s ²]	0,395
d_u^* (0,067) \geq max	(0,081; 0,0028)		NON VERIFICATO

Tabella 6.87 Verifica SLV non lineare

Piano terra		T_1	/	[kN]
Piano primo		T_2	16	[kN]
Verifica e dimensionamento dei tiranti				
Barre di acciaio		Φ	18	[mm]
		f_y	180	[MPa]
Capochiave		a	20	[cm]
		b	20	[cm]
Muratura		f_{md}	92,308	[N/cm ²]
		f_{vd}	2,308	[N/cm ²]
		t	30	[cm]
Verifica	Snervamento barra	T'	43,5	[kN]
	Punzonamento muratura	T''	13,8	[kN]
	Schiacciamento muratura	T'''	36,9	[kN]
		$T = \min (43,5; \underline{13,8}; 36,9)$		
Piano		N. tiranti	Sforzo Max	
	Piano terra	/	/	[kN]
	Piano primo	2 ϕ 18	27,696	[kN]

Tabella 6.88 Progettazione e verifica tiranti

6.4 Confronto tra le verifiche locali con un livello di conoscenza limitato e un progetto simulato con livello di conoscenza adeguato

I risultati ottenuti per le verifiche dei cinematismi calcolati qui sopra sono state condotte con un livello di conoscenza limitato. In riferimento a quanto riportato nelle *Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* si è assunto un valore di FC pari a 1,30. Nonostante il rilievo geometrico sia stato eseguito in maniera completa restituendo anche il quadro fessurativo ($F_{C1}=0$), sono stati considerati per rilievo materico $F_{C2}=0,12$, per le proprietà meccaniche dei materiali $F_{C3}=0,12$, e per le caratteristiche del terreno di fondazione $F_{C3}=0,06$, che sono i coefficienti più cautelativi nonché più penalizzanti in fase di verifica. Qualora si prevedesse di avviare una campagna di indagini più approfondita soprattutto dal punto di vista materico e dei dettagli costruttivi si potrebbe raggiungere un livello di conoscenza adeguato e utilizzare un fattore di confidenza più basso e quindi meno gravoso in fase di calcolo. Indagare attraverso una esaustiva campagna di indagine sia le caratteristiche materiche che i dettagli costruttivi significherebbe poter ridurre sensibilmente il valore di FC da 1,30 a 1,18 (assumendo nullo F_{C2}) e ottenere dei risultati meno gravosi in previsione di un possibile intervento di miglioramento. Inoltre secondo quanto stabilito dalla Circolare n. 617/2009 il raggiungimento di un adeguato livello di conoscenza permetterebbe di considerare non solo per i moduli elastici ma anche per le resistenze (a compressione e a taglio) il valore medio degli intervalli che caratterizzano la tipologia muraria.³⁸ In fase di verifica avere una resistenza di progetto a taglio e a compressione più elevate si traduce in verifiche meno onerose.

Acquisire dati significativi sui materiali e sui dettagli costruttivi in un bene tutelato come in questo caso vorrebbe dire ricorrere a prove soniche, all'endoscopia e alla scarifica; con l'utilizzo del resistograph sarebbe invece possibile chiarire le caratteristiche e il grado di conservazione degli orizzontamenti in legno e con il pacometro e lo sclerometro conoscere l'esatto numero, posizione e diametro dei ferri di armatura di travi e pilastri in c.a. La rimozione infine di controsoffitti, in punti precisi della struttura, permetterebbe di comprendere in maniera estesa la qualità e la tipologia dei dettagli costruttivi (es. connessioni tra solai e muratura).

³⁸ Circolare esplicativa NTC 2008, n. 617 2-2-2009, C8A.1.A.4

Per i motivi sopra citati si propone ora di eseguire nuovamente le verifiche sismiche degli stessi cinematismi con una conoscenza adeguata e un Fattore di Confidenza pari a $FC=1+0+0+0,12+0,06=1,18$. Le caratteristiche meccaniche da assumere per la muratura in mattoni pieni e malta di calce si assume:

Muratura in mattoni pieni e malta di calce	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
Valori di calcolo	320	7,6	1500	500	18

Tabella 6.89 Caratteristiche meccaniche della muratura in LC2

Da cui si ottengono:

$$f_{md} = f_m / (F_c \cdot \gamma_m) = 320 / (1,18 \cdot 2) = 135,593 \text{ [N/cm}^2\text{]} = 1,356 \text{ MPa};$$

$$f_{vd} = \tau_0 / (F_c \cdot \gamma_m) = 7,6 / (1,18 \cdot 2) = 3,220 \text{ [N/cm}^2\text{]} = 0,0322 \text{ MPa}.$$

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche ottenute prima con un livello di conoscenza limitato ($FC=1,30$) e poi con un livello di conoscenza adeguato ($FC=1,18$) per meccanismi fuori piano e a flessione. Si considera di escludere dall'analisi i meccanismi di secondo modo che già con un livello di conoscenza limitato verificano l'analisi cinematica lineare allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Nella tabella sottostante sono riportati i risultati dell'accelerazione spettrale a_0^* e della capacità di spostamento ultimo d_U^* per i due livelli di conoscenza.

Macroelemento	Analisi Cinematica Lineare (SLV)			Analisi Cinematica Non Lineare (SLV)		
	FC=1,30	FC=1,18	a_0^{*LC2}/a_0^{*LC1}	FC=1,30	FC=1,18	d_U^{*C2}/d_U^{*LC1}
	a_0^* [m/s ²]	a_0^* [m/s ²]		d_U^* [m]	d_U^* [m]	
1	0,478	0,556	1,163	0,084	0,089	1,059
Verificato:	NO	NO		NO	SI	
2a	0,209	0,268	1,282	0,070	0,081	1,157
Verificato:	NO	NO		NO	NO	
N° tiranti:				2 ϕ 18 a piano	2 ϕ 16 a piano	
2b	0,317	0,385	1,215	0,116	0,116	1
Verificato:	NO	NO		SI	SI	
2c	0,486	0,565	1,163	0,116	0,204	1,759
Verificato:	NO	NO		SI	SI	
3a	0,602	0,701	1,164	0,097	0,101	1,041
Verificato:	NO	NO		SI	SI	

3b	1,048	1,181	1,127	0,051	0,093	1,824
Verificato:	NO	NO		SI	SI	
3c	2,311	2,546	1,012	/	/	
Verificato:	SI	SI				
3d	7,662	8,441	1,012	/	/	
Verificato:	SI	SI				
5a	0,233	0,281	1,206	0,027	0,030	1,111
Verificato:	NO	NO		NO	NO	
T necessario				T ₂ =22 kN T ₁ =11 kN	T ₂ =18 kN T ₁ =9 kN	
N° tiranti:				2 φ18 a piano	2 φ16 a piano	
5b	0,461	0,531	1,152	0,068	0,071	1,044
Verificato:	NO	NO		NO	NO	
T necessario				T ₂ =8,77 kN	T ₂ =5,9 kN	
N° tiranti:				2 φ16	2 φ16	
8	2,519	2,832	1,124	/	/	
Verificato:	SI	SI				
9	2,372	2,671	1,126	/	/	
Verificato:	SI	SI				
10	2,305	2,599	1,128	/	/	
Verificato:	SI	SI				
11	0,473	0,542	1,146	0,068	0,070	1,029
Verificato:	NO	NO		NO	NO	
T necessario				T ₂ =16 kN	T ₂ =10 kN	
N° tiranti:				2 φ18	2 φ16	
12	0,471	0,541	1,149	0,068	0,070	1,029
Verificato:	NO	NO		NO	NO	
T necessario				T ₂ =16 kN	T ₂ =10 kN	
N° tiranti:				2 φ18	2 φ16	

Tabella 6.90 Confronto tra il modello in LC1 e in LC2

Quello che si può dedurre immediatamente dalla lettura della precedente tabella è che al variare della quantità e della qualità di informazioni possedute variano anche i

valori di accelerazione spettrale e spostamento ultimo. Particolarmente interessante notare che i risultati delle verifiche lineari e non lineari ottenuti con $FC=1,18$ sono sempre superiori rispetto a quelli con $FC=1,30$, dunque tendono ad avvicinarsi in maniera sensibile al valore di spostamento ultimo richiesto dalla Normativa. La verifica 1, ad esempio, che riguarda il ribaltamento di una porzione di facciata del piano nobile, se considero una conoscenza limitata non soddisfa né la verifica lineare né quella non lineare; se invece considero una conoscenza adeguata la non lineare è verificata dunque non si richiede l'utilizzo di tiranti.

Per tutte le altre analisi non lineari che non sono verificate neppure considerando $FC=1,18$ si è comunque riscontrata una diminuzione della quantità di acciaio da utilizzare per i tiranti. Si ricorda che qualora, da calcolo, fosse sufficiente utilizzare un solo tirante per contrastare il ribaltamento di una porzione di facciata, è comunque buona norma prescriverne almeno due in modo che, collocati a livello degli orizzontamenti in prossimità delle pareti di spina, siano in grado di svolgere efficacemente la loro azione di contrasto al ribaltamento.

I rapporti calcolati tra accelerazioni spettrali e spostamenti ultimi con i due livelli conoscenza mostrano valori costantemente superiori ad 1 e questo indica un miglioramento del comportamento dei macroelementi, in linea con un approccio meno cautelativo ma supportato da indagini e ispezioni più approfondite ovvero adeguate. In termini pratici il fattore che risente di più di dell'incremento del livello di conoscenza è in particolare l'arretramento della posizione della cerniera cilindrica che si riduce rispetto.

È necessario infine fare una precisazione in merito ai meccanismi fuori piano di pareti monolitiche, infatti la condizione affinché questo tipo di meccanismo si manifesti è che vi sia una totale assenza di collegamenti con i muri di spina e il quadro lesivo sia tale per cui si possa affermare che una parete di facciata è completamente scollegata da quelle ad essa ortogonali. In questo caso le verifiche più gravose e che non risultano mai soddisfatte riguardano proprio questa tipologia di cinematismo, ma come si vedrà in seguito, se solo si ipotizzasse un buon ammorsamento tra le murature, il ribaltamento sarebbe contrastato e la verifica non lineare sempre soddisfatta.

6.5 Procedura automatica per il calcolo del coefficiente sismico e verifica di pareti in muratura: c-Sisma 3.0 Pro

Mentre il programma Vulnus Vb 4.0 consente di fare una analisi di vulnerabilità speditiva su edifici nel loro insieme, il programma c-Sisma 3.0 permette di applicare

su singoli setti o pareti, di ogni edificio considerato, tutti i meccanismi di collasso elementare e calcolarne il coefficiente di attivazione, inoltre esegue le verifiche di sicurezza lineare e non lineare.

Il programma c-Sisma nella versione Pro considera 20 diverse tipologie di meccanismi fuori piano di strisce verticali, per le quali è possibile calcolare il valore del coefficiente di attivazione del meccanismo $c=\alpha_0=a/g$. Per ogni cinematismo si possono confrontare i risultati di diverse strisce verticali e il programma in automatico evidenzia le due pareti con indice “c” massimo e minimo e provvede di *default* ad eseguire le verifiche di sicurezza per la parete più vulnerabile, ovvero quella con coefficiente di attivazione del meccanismo più basso.³⁹

Per eseguire correttamente l'analisi è necessario prima di tutto scegliere il tipo di meccanismo e successivamente inserire i dati relativi alla geometria e al materiale della parete. Prima di fare le verifiche di sicurezza bisogna specificare le caratteristiche del sito, ovvero la tipologia del suolo di fondazione, il coefficiente di amplificazione stratigrafica e i valori di a_g (accelerazione spettrale orizzontale massima su suolo rigido), F_0 (fattore di amplificazione) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante), il fattore di smorzamento η ed infine il fattore di struttura q . Si passa poi alla creazione di una striscia unitaria di parete dove viene richiesto, prima di tutto, il numero di piani e l'altezza in gronda dell'edificio, la tipologia muraria (monolitica o a doppia cortina) e successivamente si deve spuntare la tipologia di vincoli che hanno effetto stabilizzante sulla parete. Nel caso in cui vi siano dei dubbi sulla tipologia del meccanismo da scegliere è possibile comunque consultare in ogni momento una libreria contenente l'elenco dei meccanismi e la loro descrizione. Una volta completato questo passaggio bisogna specificare piano per piano le caratteristiche geometriche della parete, dei carichi agenti e delle aree di influenza. È possibile inoltre spuntare l'opzione che considera la parzializzazione della sezione. In base a quanto è riportato nella normativa vigente, il programma permette di fare le verifiche di sicurezza sia in termini di resistenza (analisi cinematica lineare), sia in termini di spostamento (analisi cinematica non lineare). Con la prima tipologia è possibile ricavare l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo e fare la verifica di sicurezza sia con allo Stato Limite di Danno (SLD) che allo Stato Limite Ultimo (SLU). Se si opera invece in termini di spostamento il software consente di

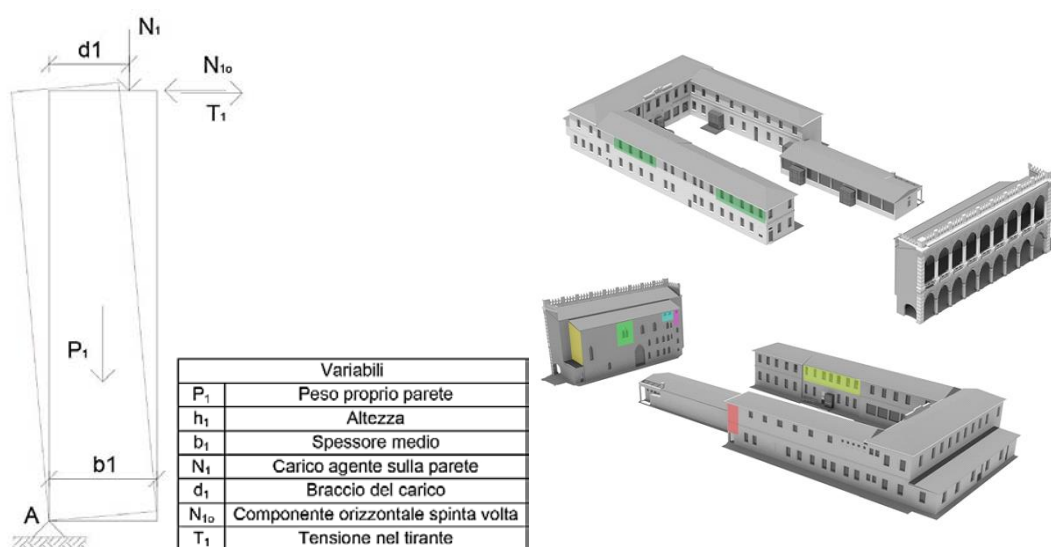
³⁹ C. Modena, M.R. Valluzzi, *Manuale d'uso del Programma c-Sisma 3.0 Pro. Procedura automatica per il calcolo e la verifica di meccanismi di parete in muratura*, novembre 2009.

misurare l'evoluzione orizzontale dei carichi, al crescere dello spostamento di un punto di controllo del sistema, fino al raggiungimento del limite ultimo. Le verifiche di sicurezza sono riferite a strisce verticali di parete larghe un metro e i risultati delle analisi allo SLU sono espressi anche in forma grafica attraverso il diagramma ADSR (Acceleration Displacement Spectrum Response).⁴⁰ Si deve tenere conto che le seguenti verifiche, coerentemente con le informazioni che è stato possibile reperire in sito con i sopralluoghi effettuati, considerano un livello LC1, che corrisponde ad una conoscenza limitata e dunque bisogna assumere il fattore di confidenza più penalizzante. Poiché il caso studio rientra all'interno della categoria dei beni culturali, in riferimento a quanto suggerito dalle *Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, si è dunque assunto un livello di conoscenza limitato e un valore di FC pari ad 1,30 come nel caso dei cinematismi sopra.

⁴⁰ C. Modena, M.R. Valluzzi, M. Zenere, *Manuale del programma c-Sisma 3.0 Pro. Procedura automatica per il calcolo di meccanismi di pareti in muratura*, Novembre 2009.

Meccanismo 1.1: PARETE A 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

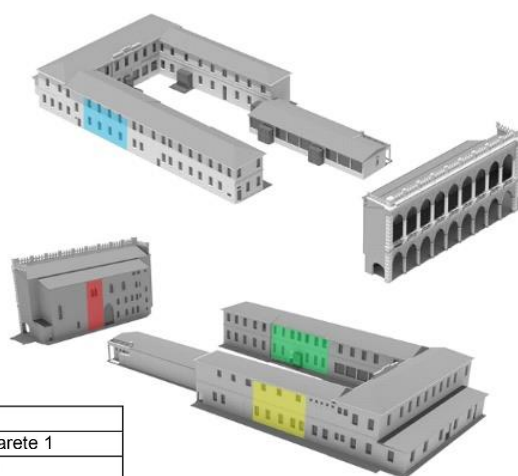
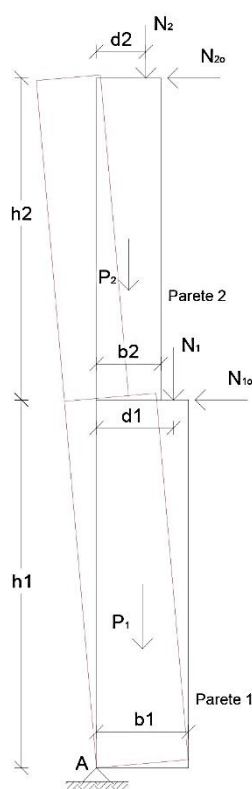
A causa dell'azione sismica che si suppone agire ortogonalmente rispetto alla direzione principale della parete resistente, è possibile che si verifichino fenomeni di ribaltamento. Questa sarà sottoposta ad un momento ribaltante che avrà l'effetto di farla ruotare attorno alla cerniera cilindrica che si forma alla base della parete. Alla forza esercitata dal momento ribaltante si oppone il momento stabilizzante che dipende dal peso della parete e dai carichi verticali gravanti su di essa. Per le verifiche di questo caso studio ci si limita a valutare l'effetto dei meccanismi in quota che sono quelli più probabili.



	Coefficiente di attivazione del meccanismo α_0	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare SLU
		SLU	SLD	
1	0,0692	Non verificata	Non verificata	Non verificata
2	0,0692	Non verificata	Non verificata	Non verificata
3	0,0474	Non verificata	Non verificata	Non verificata
4	0,0709	Non verificata	Non verificata	Non verificata
5	0,1463 [max]	Non verificata	Non verificata	Verificata
6	0,0895	Non verificata	Non verificata	Verificata
7	0,0417 [min]	Non verificata	Non verificata	Non verificata

Meccanismo 1.3: PARETE A 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

In generale nel caso di edifici a più piani si possono considerare tanti cinematismi di ribaltamento pari al numero delle pareti. Si considerano i soli edifici in muratura a due piani, che nel caso in esame corrispondono al complesso della Polizia Locale e si assume la possibilità che si formi una cerniera cilindrica alla base dell'edificio. Vengono dunque trascurati gli ammassamenti con le pareti ortogonali e con il solaio di copertura. Lo studio di tale cinematismo ha portato ad ottenere i seguenti risultati.

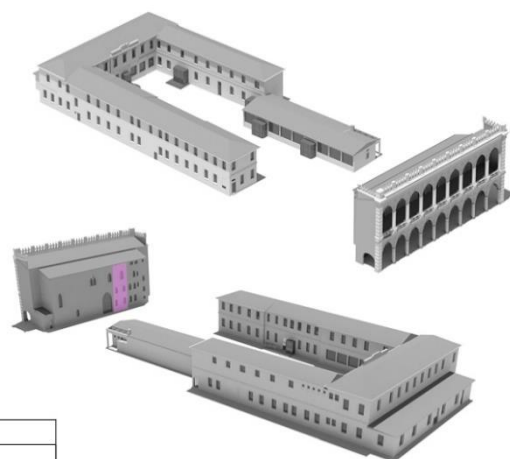
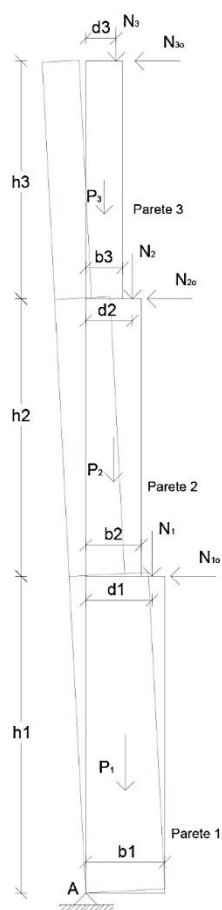


Variabili	
P_1	Peso proprio parete 1
h_1	Altezza
b_1	Spessore medio
N_1	Carico agente sulla parete 1
N_{10}	Componente orizzontale spinta volta
d_1	Braccio del carico
P_2	Peso proprio parete 2
h_2	Altezza
b_2	Spessore medio
N_2	Carico agente sulla parete 2
N_{20}	Componente orizzontale spinta volta
d_2	Braccio del carico

	Coefficiente di attivazione del meccanismo α_0	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare SLU
		SLU	SLD	
1	0,0372 [max]	Non verificata	Non verificata	Non verificata
2	0,0371	Non verificata	Non verificata	Non verificata
3	0,0372	Non verificata	Non verificata	Non verificata
4	0,0306 [min]	Non verificata	Non verificata	Non verificata

Meccanismo 1.9: PARETE A 3 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Si tratta di analizzare il comportamento monolitico di una parete a tre piani non vincolata alle murature ortogonali e ai solai intermedi e di copertura. Si calcola il coefficiente di attivazione del meccanismo attraverso l'equilibrio tra i momenti stabilizzanti (M_S) e i momenti instabilizzanti (M_R). Il procedimento che viene seguito è il medesimo del caso precedente.

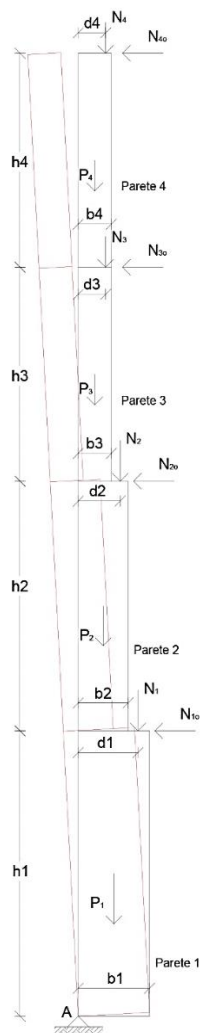


Variabili	
P_1	Peso proprio parete 1
h_1	Altezza
b_1	Spessore medio
N_1	Carico agente sulla parete 1
N_{1o}	Spinta orizzontale volta
d_1	Braccio del carico
P_2	Peso proprio parete 2
h_2	Altezza
b_2	Spessore medio
N_2	Carico agente sulla parete 2
N_{2o}	Spinta orizzontale volta
d_2	Braccio del carico
P_3	Peso proprio parete 3
h_3	Altezza
b_3	Spessore medio
N_3	Carico agente sulla parete 3
N_{3o}	Spinta orizzontale volta
d_3	Braccio del carico

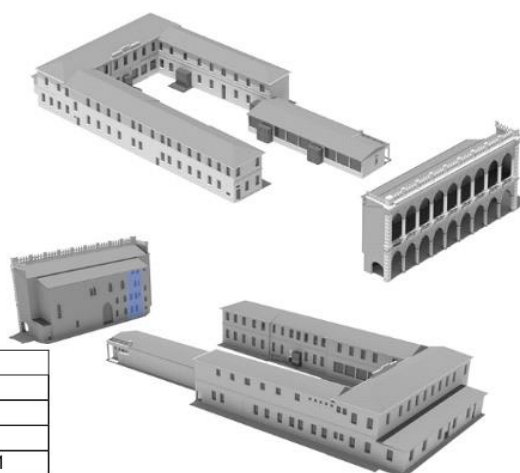
	Coefficiente di attivazione del meccanismo α_0	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare SLU
		SLU	SLD	
1	0,0318	Non verificata	Non verificata	Verificata

Meccanismo 1.19: PARETE A 4 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Questa tipologia di meccanismo consente di valutare il comportamento di una parete suddivisa in quattro livelli e potrebbe interessare la sola porzione della Loggia Amulea dove si trovano i piani ammezzati.



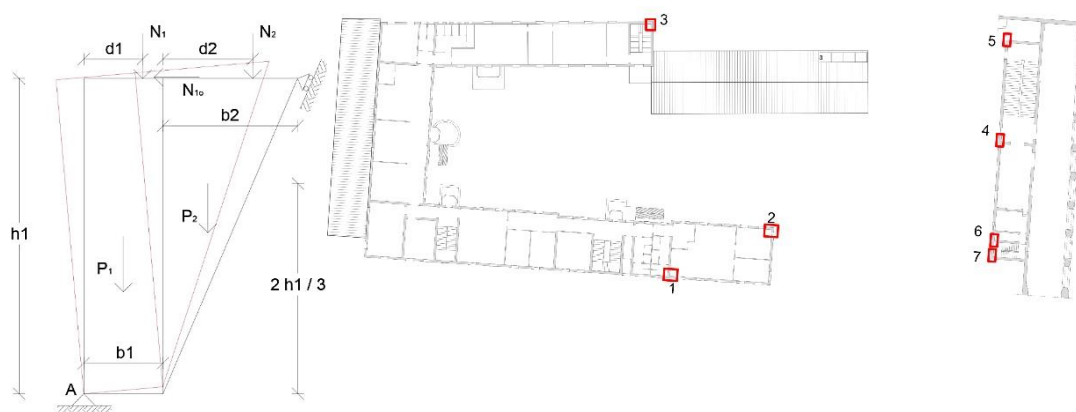
Variabili	
P_1	Peso proprio parete 1
h_1	Altezza
b_1	Spessore medio
N_1	Carico agente sulla parete 1
N_{10}	Spinta orizzontale volta
d_1	Braccio del carico
P_2	Peso proprio piano 2 parete 2
h_2	Altezza
b_2	Spessore medio
N_2	Carico agente sulla parete 2
N_{20}	Spinta orizzontale volta
d_2	Braccio del carico
P_3	Peso proprio parete 3
h_3	Altezza
b_3	Spessore medio
N_3	Carico agente sulla parete 3
N_{30}	Spinta orizzontale volta
d_3	Braccio del carico
P_4	Peso proprio parete 4
h_4	Altezza
b_4	Spessore medio
N_4	Carico agente sulla parete 4
N_{40}	Spinta orizzontale volta
d_4	Braccio del carico



	Coefficiente di attivazione del meccanismo α_0	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare SLU
		SLU	SLD	
1	0,0311	Non verificata	Non verificata	Verificata

Meccanismo 1.4: PARETE A 1 PIANO CONNESSA ALLA MURATURA ORTOGONALE

Qualora le murature d'ambito siano ben collegate con le murature ortogonali la parete che viene sollecitata ortogonalmente al proprio piano ruota attorno alla cerniera cilindrica che si forma alla base portando con sé una porzione cuneiforme della muratura di spina. La formazione del cuneo di parete è fortemente influenzato dalla presenza di aperture oltre che dal tipo di tessitura muraria.⁴¹ In generale a favore di sicurezza si assume un angolo di 30° sia per murature in laterizio che in pietra conca.⁴²



	Coefficiente di attivazione del meccanismo α_0	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare SLU
		SLU	SLD	
1	0,3496	Verificata	Verificata	Verificata
2	0,1892	Verificata	Verificata	Verificata
3	0,2643	Verificata	Verificata	Verificata
4	0,1866 [min]	Verificata	Verificata	Verificata
5	0,2849	Verificata	Verificata	Verificata
6	0,7937 [max]	Verificata	Verificata	Verificata
7	0,5938	Verificata	Verificata	Verificata

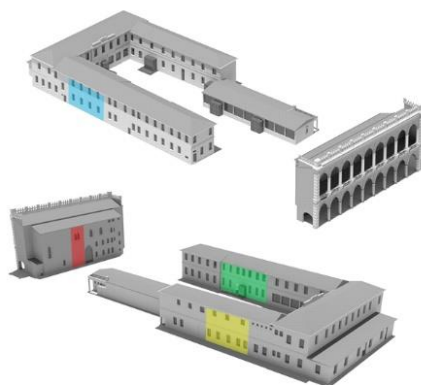
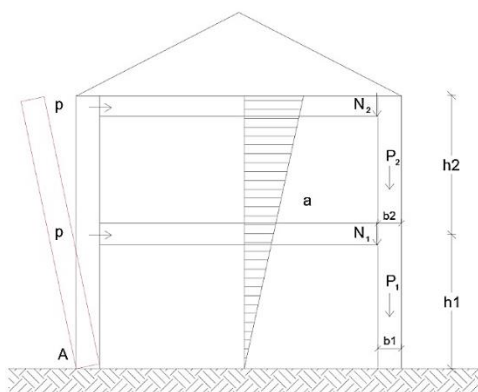
⁴¹ C. Modena, M.R. Valluzzi, M. Zenere, *Manuale del programma c-Sisma 3.0 Pro. Procedura automatica per il calcolo di meccanismi di pareti in muratura*, Novembre 2009, p.30.

⁴² Ivi.

Meccanismo 1.13: RIBALTAMENTO GLOBALE DI PARETE A 2 PIANI (Vulnus)

Questa tipologia di cinematismo considera l'accelerazione sismica direttamente proporzionale all'altezza dell'edificio e con distribuzione lineare. Sarà nulla in corrispondenza del piano campagna e avrà invece valore massimo all'altezza della linea di gronda. È meccanismo che considera inoltre l'effetto stabilizzante dei solai attraverso il parametro p' che corrisponde ad una forza di contenimento per unità di lunghezza, che assume un valore variabile linearmente con l'altezza dell'impalcato. In caso di solai leggeri, ad esempio in legno, si considera un valore di p' pari a 1 kN/m. Il programma c-Sisma permette comunque di scegliere tra 4 diversi valori di p' e in particolare:

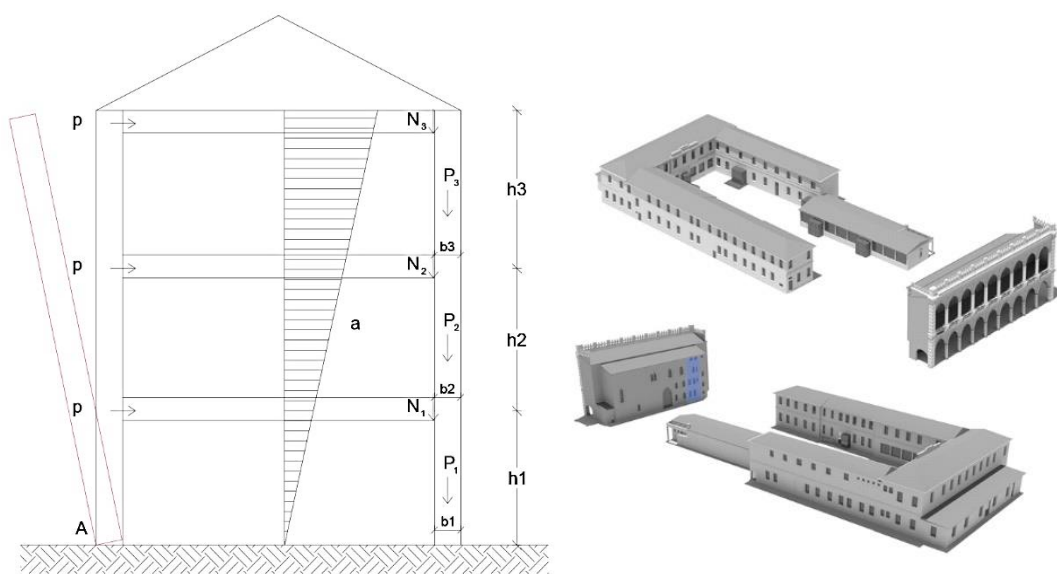
- 1 kN/m per solai leggeri in legno;
- 2 kN/m per solai medi;
- 4 kN/m per solai pesanti;
- 6 kN/m per solai con cordolo in calcestruzzo armato.



p'=1	Coefficiente di attivazione del meccanismo α_0	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare SLU
		SLU	SLD	
1	0,0573	Non verificata	Non verificata	Verificata
2	0,0576 [max]	Non verificata	Non verificata	Verificata
3	0,0573	Non verificata	Non verificata	Verificata
4	0,042 [min]	Non verificata	Non verificata	Verificata

Meccanismo 1.11: RIBALTAMENTO GLOBALE DI PARETE A 3 PIANI (Vulnus)

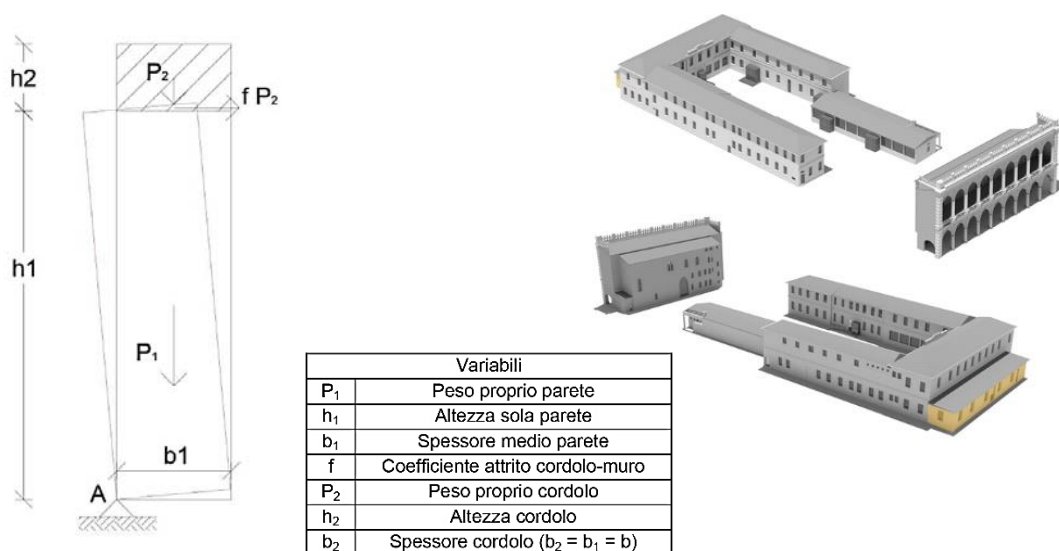
Analogamente a quanto esposto nel caso precedente si procede con la verifica del meccanismo di ribaltamento globale per una parete a tre piani che interessa la porzione centrale del prospetto posteriore della Loggia. Si suppone in questo caso di valutare come si comporta la parete se invece di un solaio leggero in legno fossero presenti altre tipologie di orizzontamenti.



p'=1	Coefficiente di attivazione del meccanismo α_0	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare SLU
		SLU	SLD	
1	0,051 (p'=1) [min]	Non verificata	Non verificata	Verificata
	0,0784 (p'=2)	Non verificata	Non verificata	Verificata
	0,1333 (p'=4)	Verificata	Verificata	Verificata
	0,1881 (p'=6) [max]	Verificata	Verificata	Verificata

Meccanismo 1.7: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

La verifica di questo meccanismo riguarda le pareti ad un solo piano che sono sottoposte ad una forza di contenimento nei confronti del sisma grazie alla presenza di un cordolo sulla sommità dell'impalcato. Si assume che non vi sia un completo ammorsamento tra il cordolo e la muratura sottostante, ma che l'azione di contenimento si trasmetta alla parete attraverso l'attrito che si esplica sulle facce di contatto tra i due elementi.⁴³ Questa tipologia di meccanismo interessa solo l'ala ovest del complesso ovvero quello ad un unico piano. Per le verifiche riportate qui sotto si è assunto un coefficiente di attrito $f=0,4$ e un cordolo realizzato in calcestruzzo armato.

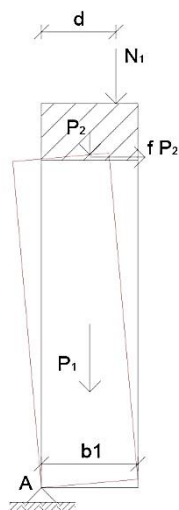


	Coefficiente di attivazione del meccanismo α_0	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare SLU
		SLU	SLD	
1	0,1912	Verificata	Verificata	Verificata

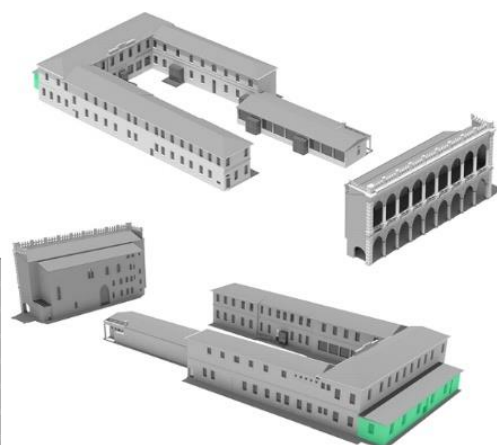
⁴³ de Felice, Terenzi, Tocci (in Giuffrè e Carocci, 1999).

Meccanismo 1.18: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Questo meccanismo è del tutto analogo a quello appena studiato con l'unica differenza che in questo caso si considera il valore dei carichi verticali gravanti sulla parete al di sopra del cordolo. Per il resto sono valide le considerazioni fatte per il caso precedente.



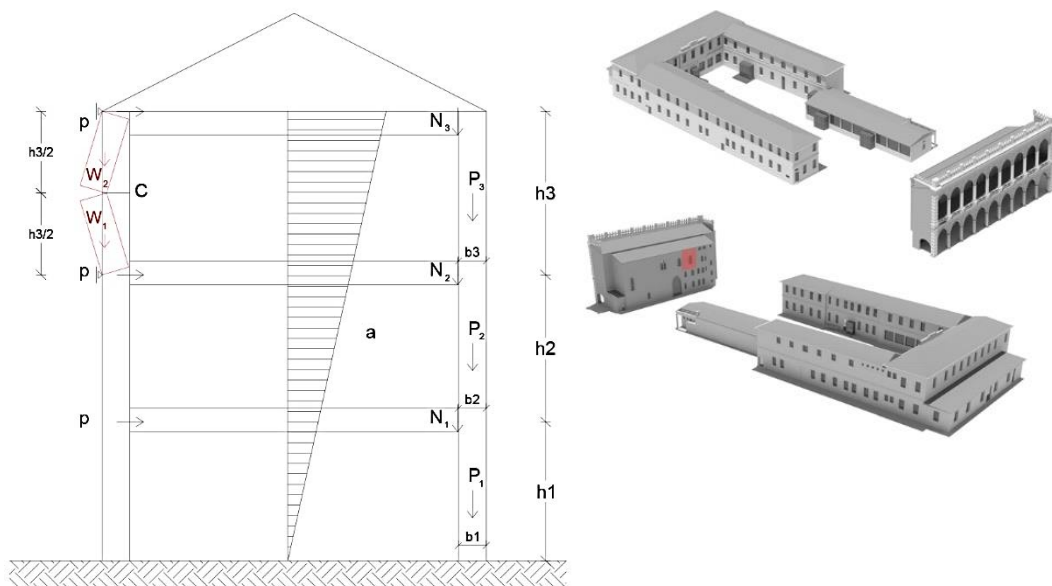
Variabili	
P_1	Peso proprio parete
h_1	Altezza sola parete
b_1	Spessore medio parete
f	Coefficiente attrito cordolo-muro
P_2	Peso proprio cordolo
h_2	Altezza cordolo
b_2	Spessore cordolo ($b_2 = b_1 = b$)
N_1	Carico agente sulla parete
d_1	Braccio del carico



	Coefficiente di attivazione del meccanismo α_0	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare SLU
		SLU	SLD	
1	0,1912	Verificata	Verificata	Verificata

Meccanismo 1.12: PARETE 3 PIANI – ROTTURA PER TRAZIONE DELL’ULTIMO PIANO (Vulnus)

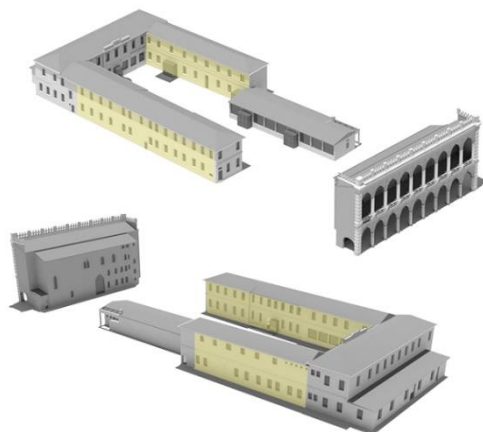
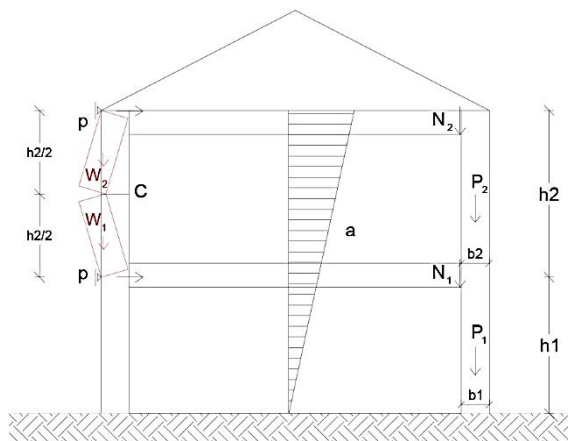
Si considera ora un impalcato a tre piani, quale può essere ad esempio una porzione del prospetto ovest della Loggia; si effettua la verifica per rottura della sezione in mezzeria dell’ultimo piano dell’edificio. Si assume che la forza di contenimento esercitata a livello dei solai sia tale da realizza un efficace vincolo al ribaltamento. Il valore massimo del momento flettente si considera concentrato a metà dell’ultimo piano mentre la forza sismica agisce sulla parete considerata di profondità unitaria (larghezza pari ad un metro). Questo meccanismo viene applicato all’ultimo piano poiché risulta il più sollecitato dall’azione sismica.



p'=1	Coefficiente di attivazione del meccanismo α_0	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare SLU
		SLU	SLD	
1	0,0487	Non verificata	Non verificata	Formula C8A.4.11 Non verificata
				Formula C8A.4.12 verificata
				Parete non Verificata

Meccanismo 1.14: PARETE 2 PIANI – ROTTURA PER TRAZIONE DELL'ULTIMO PIANO (Vulnus)

Lo schema di calcolo è analogo al caso precedente ma in questo caso è riferito a impalcati a due piani.



	Coefficiente di attivazione del meccanismo α_0	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare SLU
		SLU	SLD	
1	0,0473	Non verificata	Non verificata	Formula C8A.4.11 Non verificata
				Formula C8A.4.12 verificata
				Parete non Verificata

6.5.1 Risultati delle analisi

Con il programma c-Sisma 3.0 Pro sono stati analizzati undici dei venti possibili meccanismi implementati dal *software*. Quelli più deboli sono i fuori piano che considerano la parete completamente priva di ammorsamenti sia rispetto alle murature di spina che ai solai intermedi e di copertura. Questi cinematismi non risultano praticamente mai verificati né con l'analisi cinematica lineare né con quella non lineare allo SLU.

Complessivamente la casistica presa in considerazione è varia e diversificata dal momento che il livello di conoscenza raggiunto con le indagini non è tale da individuare univocamente per ogni fascia muraria un unico meccanismo probabile.

Per questo motivo alcune strisce verticali sono state sottoposte a differenti meccanismi di rottura in modo tale da comprendere quale sia la risposta nei confronti della forza sismica in configurazioni differenti ma compatibili con quanto osservato allo stato attuale. I meccanismi più vulnerabili ovvero quelli con coefficiente di attivazione del meccanismo più basso risultano essere, sia per la Loggia che per il complesso retrostante, quelli di ribaltamento fuori piano la cui verifica non è soddisfatta né allo Stato Limite di Danno né allo Stato Limite Ultimo. In riferimento a questa tipologia sono particolarmente gravosi non solo i ribaltamenti dell'ultimo piano ma anche dell'intera striscia verticale di facciata; altrettanto pericolosi, anche se meno probabili dei precedenti sono i meccanismi di rottura dell'ultimo piano della parete per trazione.

6.5.2 Confronto dei risultati ottenuti dal calcolo manuale dei meccanismi locali e dal programma c-Sisma

Le verifiche condotte prima attraverso il metodo cinematico con l'ausilio del foglio di calcolo Excel e successivamente con il programma c-Sisma mostrano, in buona sostanza, una certa omogeneità nei risultati ottenuti. È possibile in particolare fare una analisi comparativa tra i meccanismi di ribaltamento fuori piano per pareti semplicemente appoggiate alle murature ortogonali e agli orizzontamenti.

Di seguito viene riportata una tabella che mette in luce le differenze dei risultati sia per la verifica lineare che non lineare: quello che si può notare è che i valori ottenuti con il programma c-Sisma sono, in media, leggermente superiori rispetto a quelli ricavati con metodo di calcolo manuale.

Bisogna sottolineare che la verifica di meccanismi di ribaltamento per strisce verticali non implica però che il cinematismo effettivamente si attivi. L'analisi cinematica infatti parte dal presupposto che il meccanismo sia possibile, cioè che la fascia muraria sia già caratterizzata da un quadro fessurativo tale da considerare la parete completamente svincolata dagli orizzontamenti e non ammorsata ai muri di spina.

L'assenza di cinematismi in atto e la mancanza di un quadro fessurativo grave è un fattore che va a favore di sicurezza poiché generalmente l'energia necessaria per provocare il ribaltamento della fascia muraria è superiore rispetto a quella utile per l'attivazione del cinematismo.

È necessario per i suddetti motivi fare valutazioni specifiche ed estremamente dettagliate prima di eseguire interventi volti ad inibire la formazione di possibili cinematismi che non risultano verificati in queste pagine, poiché gli stessi potrebbero

anche non manifestarsi qualora si riscontri un buon collegamento tra pareti ortogonali e tra pareti e solai.

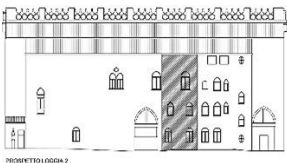
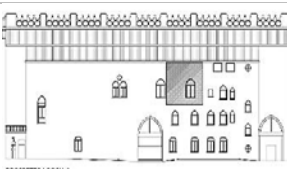
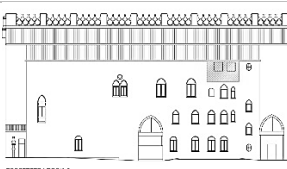
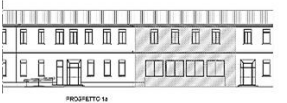
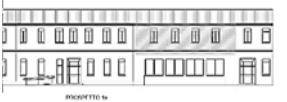
Schema di calcolo	Analisi cinematica (LC1→FC=1,30)			
	Analisi lineare (a_0^*)		Analisi non lineare (d_u^*)	
	Calcolo manuale	c-Sisma	Calcolo manuale	c-Sisma
	0,209 Non verificata	0,304 Non verificata	0,070 Non verificata	0,1046 Verificata
	0,486 Non verificata	0,529 Non verificata	0,116 Verificata	0,0769 Non verificata
	0,124 Non verificata	0,113 Non verificata	0,051 Verificata	0,078 Verificata
	0,233 Non verificata	0,335 Non verificata	0,097 Non verificata	0,094 Non verificata
	0,461 Non verificata	0,521 Non verificata	0,068 Non verificata	0,058 Non verificata

Tabella 6.91 Confronto tra il calcolo manuale dei cinematismi e con metodo c-Sisma

6.6 Procedura automatica per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in muratura: Vulnus Vb 4.0

Vulnus è una procedura per la valutazioni speditiva della vulnerabilità sismica di edifici in muratura isolati o collegati in nuclei complessi interagenti. È stata sviluppata a partire dalla seconda metà degli anni '80 presso l'Università di Padova nel Dipartimento di Costruzioni e Trasporti (Bernardini e Modena, 1986).

È un programma che consente di effettuare l'analisi globale su edifici in muratura isolati o aggregati combinando differenti meccanismi elementari di danno (nel piano e fuori piano).

Nel caso in cui le murature siano di buona qualità e siano inoltre ben collegate alle pareti ortogonali e ai solai allora è probabile che si verifichi la rottura a taglio delle pareti del piano inferiore o di quelle con percentuale maggiore di foratura (porte e finestre).

Se invece la qualità della muratura è bassa e i collegamenti con le altre pareti e con il solaio sono carenti allora si verificheranno i cosiddetti meccanismi di primo modo.

Il *software* si basa sul calcolo di due indici (*I1* e *I2*) che sono riferiti rispettivamente alla possibilità di collasso nel piano e fuori piano. Il parametro significativo per la determinazione di *I1*, *I2* e *I3* è il coefficiente di collasso $\alpha = a/g$ che caratterizza il limite dell'equilibrio per l'elemento considerato.

I1: rapporto tra la somma delle resistenze a taglio nel piano medio delle pareti, fra loro parallele, nella direzione più debole (tra le due principali dell'edificio) ed il peso totale dell'edificio, eventualmente corretto per tener conto di irregolarità in pianta ed in altezza che possono innescare effetti rotazionali e disuniformi distribuzioni delle tensioni normali e tangenziali. Tale parametro adimensionale assume il significato di rapporto critico fra accelerazione media delle masse (*A*) e accelerazione di gravità (*g*). Il calcolo esige una stima della resistenza media a taglio per trazione diagonale, che può essere ottenuta da dati sperimentali di laboratorio su tipologie analoghe.⁴⁴

I2: rapporto adimensionale fra accelerazione media di attivazione di meccanismi fuori del piano nelle condizioni più critiche e accelerazione di gravità. Le resistenze di pannelli verticali di muratura delle pareti esterne dell'edificio, sono valutate

⁴⁴ A. Bernardini, R. Gori, C. Modena, M.R. Valluzzi, *Manuale d'uso del Programma Vulnus 4.0. Procedura automatica per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in muratura*, dicembre 2009

sperimentalmente tramite l'analisi limite dei modelli cinematici tenendo conto tra l'altro delle forze di contenimento messe in gioco dai solai e della presenza di eventuali tiranti. L'accelerazione locale ai diversi piani si assume che abbia una distribuzione lineare proporzionale all'altezza dell'edificio, inoltre è richiesta una valutazione di resistenza a trazione e a compressione della muratura. In generale l'indice I_2 è dato dalla somma di I_2' che è legato alla resistenza della parete al ribaltamento fuori piano per strisce verticali e di I_2'' che invece si riferisce ai meccanismi che interessano le strisce orizzontali.⁴⁵

I_3 : somma pesata dei punteggi dei fattori parziali di vulnerabilità considerati nella scheda GNDT di II livello⁴⁶, che valutano il rispetto, o meno, del parametro sulla qualità delle informazioni in base alle quali si è formulato il giudizio. Relativamente a quanto appena affermato tale punteggio può variare tra 0 (cioè edificio costruito a regola d'arte o in accordo con le normative antisismiche) e 1. L'indice I_3 è un parametro di tipo empirico che tiene conto dei fattori qualitativi non considerati nell'elaborazione dei due indici descritti sopra.

La valutazione di I_1 , I_2 ed I_3 è la premessa per poter dare un giudizio di vulnerabilità sismica alla singola unità strutturale componente l'aggregato, all'intero isolato, oppure all'insieme degli isolati considerati.

Per inserire correttamente i dati all'interno del programma è utile compilare la *scheda di rilievo Vulnus* che comprende una serie di campi che riguardano sia le caratteristiche dell'unità strutturale (epoca di costruzione, altezza e volumetria, materiali e stato di conservazione, tecniche costruttive, tipologia di fondazione e caratteristiche del terreno) sia le singole pareti che la compongono.

⁴⁵ A. Bernardini, R. Gori, C. Modena, M.R. Valluzzi, *Manuale d'uso del Programma Vulnus 4.0. Procedura automatica per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in muratura*, dicembre 2009

⁴⁶ L. Binda, A. Borri, G. Cardani, F. Doglioni, *Scheda qualità muraria: relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria*.

6.6.1 Applicazione della metodologia *Vulnus* al caso studio

In relazione all'analisi storica e alla cronologia dell'edificio sono state individuate sei distinte unità strutturali (come analizzato nel capitolo 5). Per due di queste U.S. è possibile svolgere l'analisi speditiva globale con il programma *Vulnus Vb4.0*.

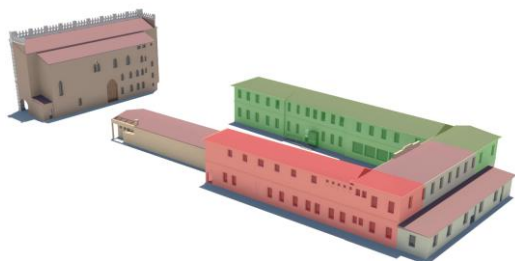


Figura 6.63 Unità strutturali verificate con *Vulnus Vb 4.0*

Corpo A

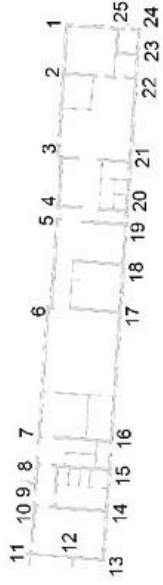
La procedura di verifica della prima unità strutturale individuata (in verde) richiede in fase preliminare l'inserimento dei dati che riguardano alcune caratteristiche generali dell'edificio, poi devono essere inseriti i dati geometrici e la tipologia di spalle dei setti che costituiscono le pareti dell'U.S. studiata.

CORPO A	
Codice edificio	Corpo A
Materiale pareti	3 Mattoni
Stato di conservazione	2 Buona
Numero piani edificio	2
Tipologia solai	3 Leggero
Regolarità pianta edificio	2 Regolare
Altezza edificio in cm.	850
Superficie pianta in m ² .	469,82
Orditura solai	1 Non identificata
Regolarità impalcati	6 Sovrappeso al piano
Piano con irregolarità	2

N. incatenamenti su prospetto ll asse X	0
Lunghezza prospetto ll asse X in cm.	5783
N. incatenamenti su prospetto ll asse Y	0
Lunghezza prospetto ll asse Y in cm.	790
Coefficiente d'attrito solai-pareti ll asse X in kN/m	0
Coefficiente d'attrito solai-pareti ll asse Y in kN/m	0
Numero di cordoli perimetrali	0
Coefficiente di compenetrazione cordoli	1

Tabella 6.92 Caratteristiche strutturali del corpo a

Per le pareti, invece, è stata compilata la scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura, tuttavia si considera semplificato l'impianto planimetrico per cui sporgenze o rientranze inferiori ai 90 centimetri sono state rettificare considerando perciò la parete rettilinea. I risultati ottenuti sono i seguenti:

Pianta schematica dell'edificio		Caratteristiche generali dell'edificio								
	Materiale Pareti (A)	3	Conservazione Materiale (B)	Numero Piani	Tipo Solai (C)	1	Regolarità Pianta (D)	2		
	Altezza Edificio (cm)	850	Superficie Edificio (m ²)	Orditura Solai (F)	Regolarità Impalcati (G) (piano irregolare)	6				
	Numero cordoli perimetrali : 0									
	Contenimento sulle pareti parallele alla direzione									
	X				Y					
Coefficiente d'Attrito μ (+)	0	Numero Catene	Lunghezza prospetto (cm)	Coefficiente d'Attrito μ (+)	Numero Catene	Lunghezza prospetto (cm)				
Caratteristiche delle pareti										
Indice Parete	Direzione Parete	Nodo Iniziale Setto	Numero Setto	Nodo Finale Setto	Spessore Piano Terra	Lunghezza Setto (cm)	Lunghezza Fori (cm)	Spalle Estremità (E)	Spessore Piano Ultimo (cm)	Piani Edificio Contiguo

1	176,1	1	1	1	30	530	220	2	30	0
	176,1	2	2	3	30	910	330	2	30	0
	176,1	3	3	4	30	535	160	2	30	0
	176,1	4	4	5	30	150	90	5	30	0
	176,1	5	5	6	30	955	390	2	30	0
	176,1	6	6	7	30	1410	710	2	30	0
	176,1	7	7	8	30	313	120	2	30	0
	176,1	8	8	9	30	207	105	5	30	0
	176,1	9	9	10	30	250	100	2	30	-1
	176,1	10	10	11	30	525	100	4	30	-1
2	266,1	11	1	12	30	459	50	2	30	1
	266,1	12	2	13	30	332	0	2	30	1
3	356,1	13	1	14	30	530	158	2	30	0
	356,1	14	2	15	30	450	210	2	30	0
	356,1	15	3	16	30	313	120	4	30	0
	356,1	16	4	17	30	1410	420	2	30	0
	356,1	17	5	18	30	520	195	2	30	0
	356,1	18	6	19	30	435	90	4	30	0
	356,1	19	7	20	30	150	110	5	30	0
	356,1	20	8	21	30	535	220	2	30	0
	356,1	21	9	22	30	910	330	2	30	0
	356,1	22	10	23	30	260	110	2	30	0
356,1	23	11	24	30	270	110	2	30	0	
4	86,11	24	1	25	30	230	100	2	30	0
	86,11	25	2	1	30	560	165	2	30	0
+	: Si deve inserire il valore del coefficiente d'attrito μ solo nel caso di assenza di cordoli									

Tabella 6.93 Scheda del rilievo della vulnerabilità sismica, corpo A

In merito alla valutazione numerica data alle spalle di estremità dei setti, vale la seguente legenda:

- 1- non identificate
- 2- spalle regolamentari
- 3- spalla iniziale non regolamentare
- 4- spalla finale non regolamentare
- 5- spalle non regolamentari

Calcolo ora gli indici *I1* e *I2*:

- *I1* direzione X: 0,808
- *I2* direzione Y: 0,119
- È possibile ora calcolare il valore dell'indicatore di rischio sismico⁴⁷:

$$I1 \rightarrow \alpha_u = \frac{q \cdot I}{a_g \cdot F_0 \cdot S} = \frac{2 \cdot 0,808}{0,971 \cdot 2,597 \cdot 1,50} = 0,427$$

$$I2 \rightarrow \alpha_u = \frac{q \cdot I}{a_g \cdot F_0 \cdot S} = \frac{2 \cdot 0,119}{0,971 \cdot 2,597 \cdot 1,50} = 0,063$$

Inoltre si ricava che:

- *I2* minimo: 0,118 → parete 4, setto 2
- *I2'*+*I2''* min: 0,026+0,092
- *I2* massimo: 8,556 → parete 3, setto 7
- *I2'*+*I2''* max: 0,026+8,556
- *I2* medio : 1,79

Per il calcolo dell'indice *I3* è necessario invece compilare la scheda GNDT di secondo livello che si basa su giudizi letterali riguardo la classe dell'informazione e la qualità della stessa.

Classe dell'informazione		Qualità dell'informazione
Tipo e organizzazione del sistema resistente	C	B-“Bassa”
Qualità del sistema resistente	A	M-“Media”
Resistenza convenzionale	D	B-“Bassa”

⁴⁷ L'indicatore di rischio sismico α_u è dato dal rapporto tra l'accelerazione corrispondente alla capacità ultima dell'edificio (in questo caso data dall'indice *I1*) e l'accelerazione attesa nel sito presa in esame (in questo caso relativa allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita)

Posizione edificio e fondazioni	A	E-“Elevata”
Orizzontamenti	C	A-“Assente”
Configurazione planimetrica	D	E-“Elevata”
Configurazione in elevazione	A	E-“Elevata”
Distanza massima tra le murature	D	M-“Media”
Copertura	B	B-“Bassa”
Elementi non strutturali	A	E-“Elevata”
Stato di fatto	B	M-“Media”

Tabella 6.94 Scheda GNDT di secondo livello, corpo A

In ultima analisi il programma Vulnus restituisce i valori dell'indice I3 a cui corrispondono i seguenti risultati:

Corpo A	I3	I GNDT	I GDT Normalizzato
	0,211	191,25	0,5

Tabella 6.95 Calcolo dell'indice I3

Completato lo studio per il corpo A, è ora possibile calcolare il valore dei tre indici relativi al corpo B (figura 6.63 - rosso). Si devono innanzitutto inserire le caratteristiche della struttura, quindi lunghezza dei prospetti, area, tipologia dei solai, numero dei piani etc. e poi bisogna valutare le caratteristiche dei singoli setti componenti le pareti.

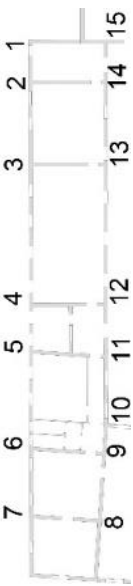
Corpo B

In relazione alla seconda unità strutturale ovvero quella indicata in rosso sono state valutate le seguenti caratteristiche:

CORPO B	
Codice edificio	Corpo B
Materiale pareti	3 Mattoni
Stato di conservazione	2 Buona
Numero piani edificio	2
Tipologia solai	3 Leggero
Regolarità pianta edificio	2 Regolare
Altezza edificio in cm.	850
Superficie pianta in m ² .	248,69
Orditura solai	1 Non identificata
Regolarità impalcati	6 Sovrappeso al piano
Piano con irregolarità	2
N. incatenamenti su prospetto II asse X	0
Lunghezza prospetto II asse X in cm.	3900
N. incatenamenti su prospetto II asse Y	0
Lunghezza prospetto II asse Y in cm.	627
Coefficiente d'attrito solai-pareti II asse X in kN/m	0
Coefficiente d'attrito solai-pareti II asse Y in kN/m	0
Numero di cordoli perimetrali	0
Coefficiente di compenetrazione cordoli	1

Tabella 6.96 Caratteristiche strutturali del corpo B

Per le pareti invece è stata compilata la scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura:

Pianta schematica dell'edificio		Caratteristiche generali dell'edificio									
	Materiale Pareti (A)	3	Conservazione Materiale (B)	2	Numero Piani		Tipo Solai (C)	3	Regolarità Pianta (D)	2	
	Altezza Edificio (cm)	850	Superficie Edificio (m ²)	248,69	Orditura Solai (F)		Regolarità Impalcati (G) (piano irregolare)	6			
	Numero cordoli perimetrali : 0										
	Contenimento sulle pareti parallele alla direzione X Y										
	Coefficiente d'Attrito μ (+)	0	Numero Catene		Lunghezza prospetto (cm)		Coefficiente d'Attrito μ		Numero Catene	0	Lunghezza prospetto (cm)
Caratteristiche delle pareti											
Indice Parete	Direzione Parete	Nodo Iniziale Setto	Numero Setto	Nodo Finale Setto	Spessore Piano Terra (cm)	Lunghezza Setto (cm)	Lunghezza Fori (cm)	Spalle Estremità (E)	Spessore Piano Ultimo (cm)	Piani Edificio Contiguo	
1	180	1	1	2	30	330	45	3	30	0	
	180	2	2	3	30	671	210	2	30	0	
	180	3	3	4	30	1146	367,5	2	30	0	
	180	4	4	5	30	382	157,5	5	30	0	
	180	5	5	6	30	791	390	4	30	0	
	180	6	6	7	30	551	210	2	30	0	
2	266,1	7	1	8	30	555	85	2	15	1	
3	356,1	8	1	9	30	550	44	2	30	-1	
	356,1	9	2	10	30	230	75	2	30	-1	

4	0	10	1	11	30	561	225	2	30	0
	0	11	2	12	30	423	112,5	2	30	0
	0	12	3	13	30	1146	315	2	30	0
	0	13	4	14	30	671	210	3	30	0
	0	14	5	15	30	330	130	2	30	0
5	90	15	1	1	30	610	0	2	30	1
+	: Si deve inserire il valore del coefficiente d'attrito μ solo nel caso di assenza di cordoli									

Tabella 6.97 Scheda del rilievo della vulnerabilità sismica, corpo B

Calcolo ora gli indici $I1$ e $I2$:

- $I1$ direzione X: 0,932
- $I2$ direzione Y: 0,128

È possibile ora calcolare il valore dell'indicatore di rischio sismico⁴⁸:

$$\alpha_u = \frac{q \cdot I}{a_g \cdot F_0 \cdot S}$$

$$I1 \rightarrow \alpha_u = \frac{q \cdot I}{a_g \cdot F_0 \cdot S} = \frac{2 \cdot 0,932}{0,971 \cdot 2,597 \cdot 1,50} = 0,493$$

$$I2 \rightarrow \alpha_u = \frac{q \cdot I}{a_g \cdot F_0 \cdot S} = \frac{2 \cdot 0,128}{0,971 \cdot 2,597 \cdot 1,50} = 0,068$$

Inoltre si ricava che:

- $I2$ minimo: 0,079 → parete 2, setto 1
- $I2'+I2''$ min: 0,026+0,052
- $I2$ massimo: 2,196 → parete 4 setto 2
- $I2'+I2''$ max: 0,026+2,17
- $I2$ medio : 0,524

Per il calcolo dell'indice $I3$ è necessario invece compilare la scheda GNDT di secondo livello che si basa su giudizi letterali.

⁴⁸ L'indicatore di rischio sismico α_u è dato dal rapporto tra l'accelerazione corrispondente alla capacità ultima dell'edificio (in questo caso data dall'indice $I1$) e l'accelerazione attesa nel sito presa in esame (in questo caso relativa allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita)

Classe dell'informazione		Qualità dell'informazione
Tipo e organizzazione del sistema resistente	C	B-“Bassa”
Qualità del sistema resistente	A	A-“Assente”
Resistenza convenzionale	D	B-“Bassa”
Posizione edificio e fondazioni	A	E-“Elevata”
Orizzontamenti	C	A-“Assente”
Configurazione planimetrica	D	E-“Elevata”
Configurazione in elevazione	A	E-“Elevata”
Distanza massima tra le murature	D	M-“Media”
Copertura	B	B-“Bassa”
Elementi non strutturali	A	E-“Elevata”
Stato di fatto	B	M-“Media”

Tabella 6.98 Scheda GNDT di secondo livello, corpo B

In ultima analisi il programma Vulnus restituisce i valori dell'indice I3:

Corpo B	I3	I GNDT	I GDT Normalizzato
	0,211	191,25	0,5

Tabella 6.99 Calcolo dell'indice I3

L'indice I3 è quindi perfettamente uguale al caso precedente e questo è giustificato dal fatto che le due unità strutturali presentano le medesime caratteristiche costruttive e strutturali inoltre di entrambe si ha lo stesso livello di conoscenza.

Analisi statistica

Dopo aver ricavato per ciascuna unità strutturale il valore degli indici I1 ed I2, è possibile fare un'analisi statistica sulle U.S.. Si assume come primo valore di a/g 0,192, calcolato dallo spettro in accelerazione orizzontale come definito nelle NTC 2008. Sulla base delle informazioni contenute nel Database Macrosismico Italiano si

considerano inoltre i due sismi più violenti della storia e a partire dal valore dell'intensità macrosismica si calcola quello dell'accelerazione orizzontale:⁴⁹

- $a/g=0,1047$ (intensità macrosismica 8, epicentro nel veronese il 3 gennaio 1117);
- $a/g=0,0573$ (intensità macrosismica 8, epicentro nel veronese il 25 gennaio 1348).

Proseguendo nell'analisi si ottengono in output i seguenti valori:

Edificio		I1	I2	I1/I2	Densità specifica Eq. (kg/mc)	Volume (m ³)	Peso (t)
1	corpo A	0,119	0,118	1,01	3327	3993	904
2	corpo B	0,127	0,078	1,624	2876	2114	569

Tabella 6.100 Confronto dei risultati ottenuti

È possibile poi ottenere una serie di ulteriori informazioni dedotte dal confronto tra i due corpi di fabbrica:

Indice	I1	I2
Valore massimo	0,128	0,118
Nell'edificio	corpo B	corpo A
Valore minimo	0,119	0,079
Nell'edificio	corpo A	corpo B
Valore medio	0,124	0,098
Valore medio pesato (rif.vol.)	0,122	0,104
s.q.m.	0,004	0,02
Coefficiente di variazione	3,418	20,063

Tabella 6.101 Confronto dei risultati ottenuti

Da questa analisi risulta che il valore minore tra *I1* e *I2* è sempre il secondo per cui i meccanismi più probabili sono i meccanismi di primo modo ovvero quelli fuori dal

⁴⁹ $\ln(a/g) = 0,602 I_s - 7,073$ (Guagenti, Petrini 1989).

piano e questo è dovuto principalmente all'assenza di catene, tiranti e cordoli antisismici a livello degli impalcati.

In questa fase si può anche fare una analisi probabilistica circa la possibilità delle unità strutturali di subire danni secondo meccanismi di primo o di secondo modo.

Probabilità di	Sopravvivenza	Crollo per I1	Crollo per I2	Crollo per I1,I2
	$I1 > a/g; I2 > a/g$	$I1 < a/g; I2 > a/g$	$I1 > a/g; I2 < a/g$	$I1 < a/g; I2 < a/g$
a/g 0,192	0%	0%	0%	100%
a/g 0,1047	50%	0%	50%	0,01%
a/g 0,0573	100%	0%	0%	0,01%

Tabella 6.102 Probabilità di sopravvivenza e crollo

Vulnerabilità dei singoli edifici

In base ai valori calcolati sopra per l'indice I3 sia rispetto al corpo A che al corpo B il programma Vulnus fornisce dei giudizi linguistici in merito alla vulnerabilità sismica di ciascuna unità strutturale presa studiata.

Si considerano i seguenti effetti per ciascun giudizio linguistico:

- *molto grande* → crolli
- *grande* → attivazione dei meccanismi fuori piano
- *media* → lesioni diffuse
- *piccola* → lesioni isolate
- *molto piccola* → lesioni irrilevanti

Edificio	Giudizio di vulnerabilità		
	a/g=0,192	a/g=0,1047	a/g=0,0573
Corpo A	Molto grande	Media	Media
Corpo B	Molto grande	Media	Media

Tabella 6.103 Giudizi di vulnerabilità

Il primo giudizio è riferito allo spettro di progetto e in tali circostanze la vulnerabilità delle due unità strutturali è molto grande. Negli altri due casi, che invece fanno riferimento ai due terremoti con intensità macrosismiche più elevate, rilevati nell'ultimo millennio, il giudizio espresso è di vulnerabilità media.

Vulnerabilità di gruppo

Con il programma Vulnus Vb4.0 è possibile effettuare anche una analisi di vulnerabilità di gruppo. Questa è espressa in funzione di un grado di appartenenza Vg che assume valori discreti su scala 0-100, con incrementi percentuali del 10% e viene indicata ad ogni step la probabilità di appartenenza ad un certo valore della scala di vulnerabilità. Questo tipo di analisi può essere riferita sia agli edifici che ai volumi. Vengono riportate di seguito le due tabelle che Vulnus restituisce.

Grado di appartenenza alla vulnerabilità riferita agli edifici												
a/g	Vg											classe
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
0,192	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	MEDIA
0,1047	0	0	0	0,625	0,625	0,625	1	1	0	0	0	MEDIA
0,0573	1	0,625	0	0	0	0	0	0	0	0	0	MOLTO PICCOLA

Tabella 6.104 Grado di appartenenza alla vulnerabilità riferita agli edifici

Grado di appartenenza alla vulnerabilità riferita ai volumi												
a/g	Vg											classe
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
0,192	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	MEDIA
0,1047	0	0	0	0,625	0,625	0,625	1	1	0	0	0	MEDIA
0,0573	1	0,625	0	0	0	0	0	0	0	0	0	MOLTO PICCOLA

Tabella 6.105 Grado di appartenenza alla vulnerabilità riferita ai volumi

Le precedenti verifiche effettuate su due unità strutturali del complesso retrostante la Loggia Amulea rappresentano la premessa ad una analisi globale più dettagliata che sarà svolta con il programma 3Muri. Qui sono state scelte le uniche due unità strutturali che presentano caratteristiche omogenee dal punto di vista strutturale e idonee per essere calcolate con questo software. Dalle verifiche eseguite si ricava un

giudizio linguistico sul grado di vulnerabilità di edifici e volumi. Si tratta di una vulnerabilità variabile tra media e piccola, quella che gli edifici manifestano nei confronti dell'azione sismica di progetto e in riferimento ai due terremoti più forti registrati nella città di Padova negli ultimi mille anni.

Si deve comunque considerare che la verifica effettuata con Vulnus è di tipo speditivo e serve a capire in maniera generale la vulnerabilità del comportamento globale della struttura; se a questo si aggiunge una limitata quantità di informazioni a disposizione, in merito soprattutto ai dettagli costruttivi e alle caratteristiche degli orizzontamenti, sarà importante confrontare i risultati ottenuti da questa analisi con quelli più specifici, ricavati attraverso la modellazione 3Muri, per avere dei termini di paragone adeguati e comprendere meglio il comportamento strutturale.

**CAPITOLO VII – VERIFICA DEI MECCANISMI D'INSIEME
MEDIANTE ANALISI NUMERICA**

7.1 Il programma 3Muri

Le Norme Tecniche per le Costruzioni hanno disciplinato l'approccio di verifica nei confronti degli edifici in muratura assumendo la duttilità e gli spostamenti come parametro di controllo. Le verifiche di sicurezza devono tener conto, inoltre, delle specificità del materiale e del suo comportamento attraverso modelli scientificamente validi. In quest'ottica è stato sviluppato il programma 3Muri, da parte della società S.T.A. DATA, in collaborazione col professore Lagomarsino dell'Università degli Studi di Genova ed il suo gruppo di ricerca¹. Si tratta di un software che permette di fare verifiche sismiche basandosi sul metodo di calcolo FME (Frame by Macro Element) che schematizza la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da una serie di macroelementi e ne esegue successivamente la verifica *push-over*. Questo metodo di verifica è contemplato sia dalle Norme Tecniche per le Costruzione che dalle Linee Guida dove si afferma che "l'analisi statica o cinematica non lineare consiste nella valutazione del comportamento sismico della struttura (legame forza-spostamento generalizzato) ed in particolare della capacità di spostamento allo stato limite ultimo, da confrontarsi con lo spostamento richiesto dal terremoto, valutato in termini spettrali.

Tale analisi può essere eseguita con un modello che rappresenti lo spostamento globale della costruzione oppure attraverso modelli di sottostrutture (macroelementi: porzioni architettoniche riconoscibili nei riguardi di particolari meccanismi di collasso), operando verifiche locali."

Si tratta di eseguire sul caso studio una analisi "statica" poiché la forzante esterna si considera applicata staticamente alla struttura e "non lineare" dato che il modello comportamentale degli elementi resistenti si considera elastico nella prima fase di verifica e successivamente plastico, a causa dell'incremento delle forze orizzontali agenti.

Nel corso degli ultimi decenni sono stati proposti e sviluppati differenti sistemi di calcolo tra cui i principali sono il metodo POR, il metodo ad elementi finiti (FEM) ed il metodo a telaio equivalente. Con il programma 3Muri la costruzione è rappresentata da un modello semplificato ma in grado di schematizzare la configurazione strutturale dell'edificio senza trascurare le caratteristiche globali e l'iterazione tra i vari elementi. 3Muri presenta, inoltre, un importante vantaggio visto che consente di lavorare su una

¹ STA DATA, Manuale d'uso di 3Muri.

struttura che rappresenta in maniera adeguata la realtà, nonostante si schematizzi l'edificio studiato per ridurre l'onere computazionale dell'elaboratore. Un aspetto importante è il concetto di duttilità poiché influisce sul calcolo della resistenza sismica di una qualsiasi struttura. Un edificio, se sottoposto ad una sollecitazione sismica, è in grado di sviluppare un certo valore di duttilità che si ottiene dal rapporto tra la capacità ultima di spostamento e la capacità al limite elastico. È un parametro che il programma tiene sotto controllo basandosi sullo spostamento di uno specifico punto di riferimento; nel caso in cui lo spostamento massimo offerto dall'edificio sia superiore a quello richiesto dalla forza sismica allora la struttura si considera verificata, viceversa il programma 3Muri fornisce informazioni utili riguardo le maggiori criticità del manufatto in modo da poter prevedere, ad esempio, interventi di miglioramento o di adeguamento sismico.

Con l'analisi di *push-over* si controlla lo spostamento orizzontale di un punto (un nodo della struttura) imponendo che gli spostamenti orizzontali dei vari piani assumano valori tali da far corrispondere questa deformata a quella che deriva dall'applicazione delle forze orizzontali di piano secondo l'assegnata distribuzione.²

Si considera che la struttura sia sottoposta a due sistemi di forze di cui il primo è costituito dalle forze verticali, associate ai carichi gravitazionali ad esempio (pesi propri e sovraccarichi permanenti o accidentali), mentre il secondo è un sistema di forze orizzontali distribuite ad ogni livello della costruzione che sono scalate opportunamente in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura, fino al collasso della stessa. Tali forze vengono applicate all'altezza dei solai di piano, secondo due distinte distribuzioni:

- distribuzione di forze proporzionale alle masse, che ben rappresenta il comportamento strutturale in campo elastico;
- distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione, ideale per studiare il comportamento del struttura quando si raggiungono grandi deformazioni.

La combinazione di queste distribuzioni è equivalente alle forze d'inerzia che si generano in seguito ad una sollecitazione sismica. Tiene conto inoltre, dei valori di eccentricità accidentale (nelle due direzioni principali, tra centro di massa e centro di rigidità) che si assumono pari al $\pm 5\%$ della dimensione massima dell'edificio

² S.T.A. DATA, *Manuale di Validazione*, § 5.2, p. 41.

misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica, come quanto indicato nelle NTC (§ 7.2.6).

Il valore massimo dello spostamento che può essere offerto dall'edificio al sisma, si ottiene in corrispondenza di un valore del taglio che ha subito un decadimento del 20% del valore di picco.

Il risultato che ne deriva è la curva di sforzo-deformazione che riporta l'andamento del taglio risultante alla base rispetto allo spostamento orizzontale di un punto di controllo.

In buona sostanza tale procedura permette di avere i medesimi risultati di una analisi dinamica non lineare ma in maniera semplificata e con un minore carico computazionale per l'operatore di calcolo.

In base alla curva di capacità del sistema reale è necessario dunque tracciare una curva bilatera associata al sistema equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF), il cui andamento permette di individuare la richiesta in spostamento del sisma.

Come è già stato detto nei precedenti capitoli, i meccanismi di danno osservabili in edifici colpiti da terremoto possono essere suddivisi in due categorie, a seconda del tipo di risposta delle pareti e del loro mutuo grado di connessione:

- meccanismi di primo modo, in cui sono coinvolte pareti o porzioni di esse sollecitate ortogonalmente al proprio piano resistente;
- meccanismi di secondo modo, in cui la parete risponde all'azione sismica nel proprio piano.

Al fine di realizzare un corretto modello che simuli in maniera semplificata il comportamento reale della struttura è necessario comprendere e identificare gli elementi resistenti (in generale pareti e orizzontamenti) e applicare ad essi i carichi verticali e orizzontali agenti sulla costruzione in muratura.

Le pareti rappresentano gli elementi resistenti, sia nei riguardi dei carichi verticali sia orizzontali; gli orizzontamenti invece trasferiscono i carichi verticali alle murature portanti e ripartiscono le forze in maniera proporzionale alle rigidezze, qualora il solaio abbia sufficiente rigidezza.

Prima di fornire i risultati dell'analisi globale, il programma 3Muri esegue complessivamente 24 analisi al variare dei seguenti parametri:

- direzione di analisi considerata – secondo le direzioni X e Y, coerentemente con il sistema di riferimento introdotto nel modello;
- verso di analisi – positivo o negativo;

- distribuzione di forze applicate – quella proporzionale alle masse che è rappresentativa soprattutto del comportamento globale in presenza di grandi deformazioni e quella proporzionale al prodotto della massa incidente nel nodo per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare, che invece coglie meglio la risposta dinamica finché la struttura rimane in campo elastico;
- presenza o meno dell'eccentricità accidentale aggiuntiva – $\pm 5\%$.

Le 24 analisi derivano da:

- 16: 2 versi di carico x 2 direzioni x 2 eccentricità x 2 distribuzioni di forze sismiche;
- 8: 2 versi di carico x 2 direzioni x 2 distribuzioni di forze sismiche.

Ciascuna analisi restituisce anche un indice di vulnerabilità “ α ” riferito sia a SLV che a SLD, ma che verrà analizzato più nel dettaglio nelle pagine successive.

Premessa per una corretta analisi globale è la scelta di un adeguato punto di controllo rispetto a cui saranno eseguite le verifiche. La normativa non contiene specifiche indicazioni in merito alla modalità di scelta del nodo di controllo, tuttavia optare per un nodo rispetto ad un altro può comportare risultati anche sensibilmente differenti soprattutto se si sta verificando un edificio in muratura con solai flessibili in legno. La scelta del nodo è comunque obbligatoria per eseguire le analisi e secondo quanto suggerito dalle NTC 2008 andrebbe posto all'ultimo piano in corrispondenza del baricentro per garantire che i risultati siano indipendenti dalla scelta della posizione dello stesso.

La verifica sismica globale rappresenta l'ultima fase dell'analisi e consiste nel confronto tra la curva ottenuta attraverso l'analisi statica non lineare e la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Il programma consente di effettuare le seguenti verifiche sulla struttura:

- Verifica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
Prevede il confronto, per ciascuna analisi effettuata, tra lo spostamento massimo (D_{max}) richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico³ e lo spostamento ultimo offerto dalla struttura (D_u) che corrisponde al decadimento del 20% del valore massimo della curva *push-over*, rispettando la condizione che il fattore q^* (rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente) sia inferiore a 3. La normativa

³ Istruzioni per le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, § C.7.3.4.

dice, infatti, che qualora il rapporto tra il taglio totale agente alla base del sistema equivalente ad un grado di libertà (calcolato dallo spettro elastico) e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3,0, allora la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta.⁴

$$D_{\max} \leq D_u$$

- Verifica allo Stato Limite di Danno (SLD)

Prevede il confronto, per ciascuna analisi svolta, tra lo spostamento massimo richiesto dalla normativa (D_{\max}^{SLD}), calcolato in base allo spettro elastico definito per lo stato limite di danno e lo spostamento massimo calcolato sulla curva di capacità (D_d) che causa il superamento del valore massimo di drift di piano consentito dalla norma (pari a 0,003).

$$D_{\max}^{SLD} \leq D_d$$

- Verifica allo Stato Limite di Operatività

Prevede il confronto, per ciascuna delle analisi effettuate, tra lo spostamento massimo richiesto dalla normativa (D_{\max}^{SLD}), calcolato in base allo spettro di progetto definito per lo stato limite di operatività, e lo spostamento massimo (D_o) che causa il superamento del valore massimo di drift di piano consentito dalla norma (pari a 0,002).

Il programma calcola infine gli indicatori del rischio sismico ai sensi dell'O.P.C.M. 3362 (8 luglio 2004). Il parametro α_u indica il rischio di collasso, mentre α_e rappresenta il rischio di inagibilità dell'edificio. Valori prossimi o superiori all'unità indicano un rischio accettabile con quanto previsto dalla normativa, viceversa valori inferiori ad 1 un rischio elevato.

Indicatore del rischio di collasso:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}};$$

Indicatore del rischio di inagibilità:

$$\alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%}};$$

⁴ D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Stati limite e relative probabilità di superamento, § 7.8.1.6.

dove i termini di accelerazione di picco al suolo (*PGA-Peak Ground Acceleration*) indicano:

PGA_{DS} è l'accelerazione stimata di danno severo;

PGA_{DL} è l'accelerazione stimata di danno lieve;

$PGA_{10\%}$ è l'accelerazione al suolo con probabilità di superamento del 10% nella V_R ;

$PGA_{50\%}$ è l'accelerazione al suolo con probabilità di superamento del 50% nella V_R ;

7.2 Definizione del modello

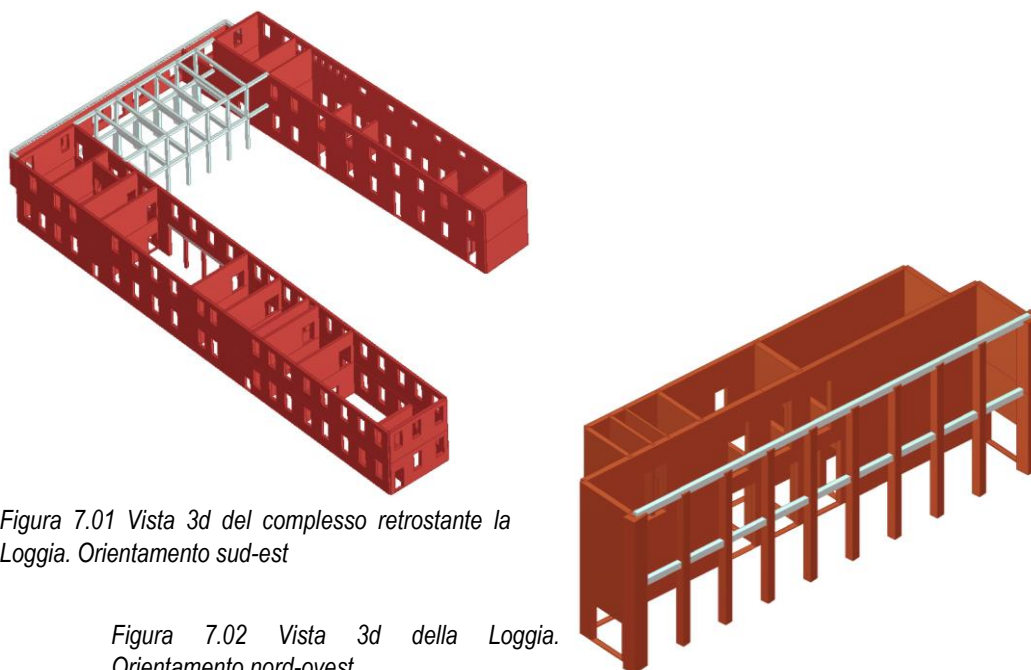


Figura 7.01 Vista 3d del complesso retrostante la Loggia. Orientamento sud-est

Figura 7.02 Vista 3d della Loggia. Orientamento nord-ovest

Prima di analizzare i risultati del modello della Loggia Amulea e del complesso retrostante è necessario ricordare che la modellazione effettuata con questo programma consente di implementare nella fase calcolo anche delle porzioni in calcestruzzo armato. Bisogna fare attenzione, però, la percentuale di c.a. sia inferiore a quella in muratura e in generale pari a circa il 20-30% della superficie totale.

Prima di tutto è necessario importare nel modello 3Muri un file .dxf, nel quale devono essere rappresentati gli assi dei muri portanti, i pilastri e le travi. Questa base costituirà il punto di partenza per creare in maniera più rapida il modello solido. La pianta è stata ricavata dal rilievo geometrico e rielaborata in AutoCAD rispettando la geometria reale della struttura ma apportando alcune modifiche e semplificazioni.

Il programma 3Muri, infatti, non consente di implementare un modello troppo complesso, per cui, ad esempio, le pareti che formano tra loro un angolo prossimo a

180° e rientranze o sporgenze inferiori a 40-60 centimetri sono state rettificate considerando il prospetto lineare. Inoltre la configurazione della Loggia è particolare, poiché, caratterizzata da due piani principali che nella parte sud diventano quattro a causa dei due livelli ammezzati. Si è deciso comunque di modellare la Loggia utilizzando 2 livelli anziché quattro e le ragioni saranno spiegate dettagliatamente più avanti nel capitolo. I grandi arconi alti circa 6 metri sono stati semplificati utilizzando degli architravi

Il blocco ovest del complesso retrostante presenta, inoltre, una porzione ad un solo piano di altezza in gronda pari a 3,80 m., dunque inferiore rispetto all'altezza interpiano degli altri fabbricati pari a 4,25 m. Per questo motivo si è dovuta adottare una semplificazione e considerare il livello 1 ad un'unica quota pari a 4,25m.

Infine le finestre con terminazione ad arco sono state semplificate e ridotte ad aperture rettangolari; inoltre le aperture troppo piccole (dimensione minima 40x40 cm.) sono state trascurate per evitare messaggi di errore.

7.2.1 Il comportamento delle pareti al sisma

In seguito ad un evento sismico la struttura può essere interessata da tre differenti modalità di rottura, in funzione di alcuni parametri tra cui ad esempio: la geometria, le caratteristiche dei materiali e le condizioni vincolo.

- rottura a taglio;
- rottura per pressoflessione e schiacciamento negli spigoli;
- rottura per scorrimento.

Pareti che presentano nodi in comune sono caratterizzati da vincoli tridimensionali a 5 GdL (tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e due rotazioni attorno agli assi X e Y), se invece il nodo appartiene ad una sola parete si avrà un vincolo a 3 GdL di tipo bidimensionale (cioè che permette le sole traslazioni nelle due direzioni principali e la rotazione nel piano).

L'edificio o l'aggregato sottoposto a verifica deve essere schematizzato come una struttura a telaio equivalente dove le pareti sono intese come dei macroelementi che a seconda delle caratteristiche permettono l'individuazione di:

- maschi, che sono gli elementi resistenti posti a fianco delle aperture definiti anche come pannelli murari;
- fasce, che sono collocate al di sopra delle aperture rappresentando delle travi di collegamento in muratura;

- elementi rigidi, che rappresentano le porzioni di muratura non identificabili come maschio o fascia, quindi non confinanti con le aperture. Si assume che questi elementi abbiano rigidità molto superiore agli altri, per questo motivo vengono modellati dal programma come infinitamente rigidi.⁵

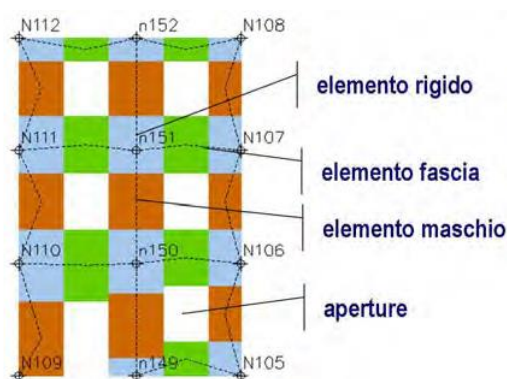


Figura 7.03 Identificazione degli elementi che compongono la mesh

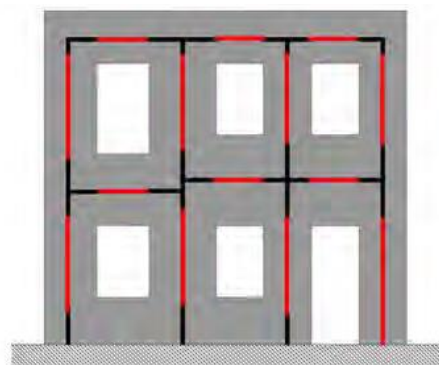


Figura 7.04 Schema del telaio equivalente

Gli elementi rigidi costituenti il modello si danneggino solo in circostanze particolari, ad esempio nel caso di geometria irregolare oppure di aperture molto ridotte, è corretto dunque ritenere trascurabile le deformazioni di questi elementi rispetto a quelle dei macroelementi che invece governano la risposta sismica.⁶ I macroelementi (maschi o fasce) simulano il comportamento della risposta reale e possono lesionarsi a taglio (nella parte centrale) o a pressoflessione (sui bordi del pannello), in modo da simulare le dinamiche di rottura effettivamente rilevate nella realtà.

Risulta di fondamentale importanza ricordare che l'identificazione nella geometria del modello di porzioni rigide, di maschi e di fasce non si basa su documenti normativi (dal momento che non sono elencate possibili procedure), ma su una serie di regole empiriche derivate dall'osservazione dei meccanismi di danno a seguito di eventi sismici. Il telaio equivalente rappresenta bene il comportamento strutturale degli edifici in muratura, semplifica la realtà riducendo i gradi di libertà rispetto ad altri schemi di calcolo (es. elementi finiti), ma consente di ottenere risultati altrettanto significativi.⁷ Per avere corretta risposta strutturale si deve anche considerare che la Loggia Amulea sia vincolata a nord e a sud agli edifici che compongono la cortina edilizia rivolta verso il Prato della Valle mentre il complesso retrostante, costituito complessivamente da cinque unità strutturali non è vincolato ad alcun fabbricato. In

⁵ S.T.A. DATA, *3Muri brochure*, § 1.2.3, p. 12.

⁶ S.T.A. DATA, *Manuale di Validazione*, § 2, p. 4.

⁷ S.T.A. DATA, *3Muri brochure*, § 1.2.3, p. 13.

caso di terremoto è ovvio che un corpo completamente svincolato avrà un comportamento diverso rispetto ad uno collegato o connesso ad altri fabbricati, per questo motivo è fondamentale, nell'elaborazione del modello, fare attenzione a questi elementi.

Per il modello 3Muri, come del resto per il calcolo dei cinematicismi la muratura si considera costituita da mattoni pieni e malta di calce, senza tuttavia considerare coefficienti correttivi che ne migliorano le caratteristiche. I seguenti valori si considerano riferiti sia alla Loggia che al complesso retrostante.

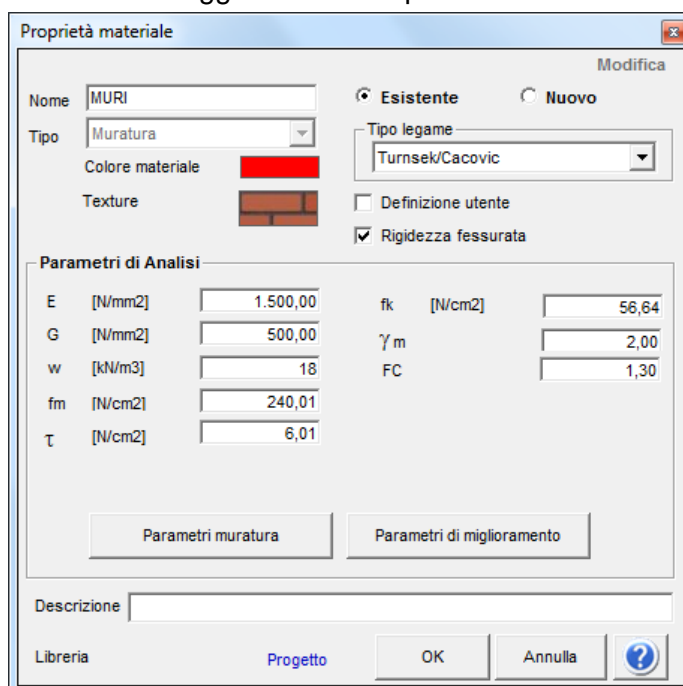


Figura 7.05 Finestra di dialogo per l'inserimento delle caratteristiche della muratura nel programma di calcolo 3Muri.

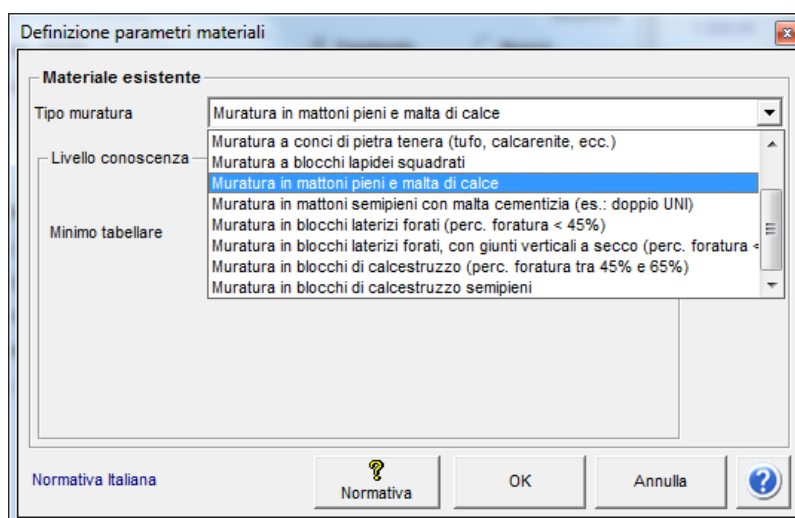


Figura 7.06 Finestra di dialogo per l'inserimento delle caratteristiche della muratura nel programma di calcolo 3Muri.

7.2.2 Modellazione dei solai

Dopo che sono state modellate tutte le pareti portanti, assegnando i materiali e gli spessori, e realizzate le aperture, è possibile inserire per ogni livello la tipologia di solaio con le specifiche caratteristiche meccaniche. L'orizzontamento svolge un ruolo fondamentale poiché è in grado di trasmettere e ripartire i carichi verticali e le forze orizzontali alle murature portanti.

Gli orizzontamenti sono modellati dal programma come elementi a tre nodi collegati ai nodi tridimensionali delle pareti e si assume che abbiano rigidità assiale e assenza di rigidità flessionale, poiché il comportamento che si va ad analizzare in questa fase è la risposta ai carichi orizzontali.

Nel caso in cui il solaio sia infinitamente rigido la redistribuzione delle forze sismiche è proporzionale alla rigidità delle pareti, mentre in un solaio deformabile le azioni trasmesse risultano proporzionali alle masse gravanti proprio sopra quella parete. La distribuzione delle forze è quindi indipendente dalla resistenza della parete stessa.

Sono state utilizzate le seguenti tipologie di solaio:

- solaio in latero cemento;
- solaio in legno con singolo o doppio tavolato;
- carichi verticali lineari.

A seconda della tipologia di solaio che si decide di utilizzare il programma 3Muri richiede di specificare le caratteristiche geometriche e meccaniche.

Sono stati poi definiti i carichi agenti ovvero permanenti strutturali G_k , permanenti non strutturali $G_{k,agg}$ e accidentali Q combinati secondo i coefficienti prescritti dalla normativa vigente.

Nonostante il programma 3Muri nella sua ultima versione consenta di modellare tetti con falde, si è preferito semplificare il procedimento e andare a sommare al carico del sottotetto quello dovuto al manto di copertura (G_k) utilizzando un solaio piano e spuntando l'opzione copertura. Anche le scale non sono state modellate tridimensionalmente ma schematizzate attraverso l'introduzione di solai bidirezionali. Lo stesso discorso vale per il timpano della Loggia Amulea e quello del blocco ovest, che riporta lo stemma del corpo dei VVF, i quali sono stati schematizzati utilizzando dei carichi lineari.

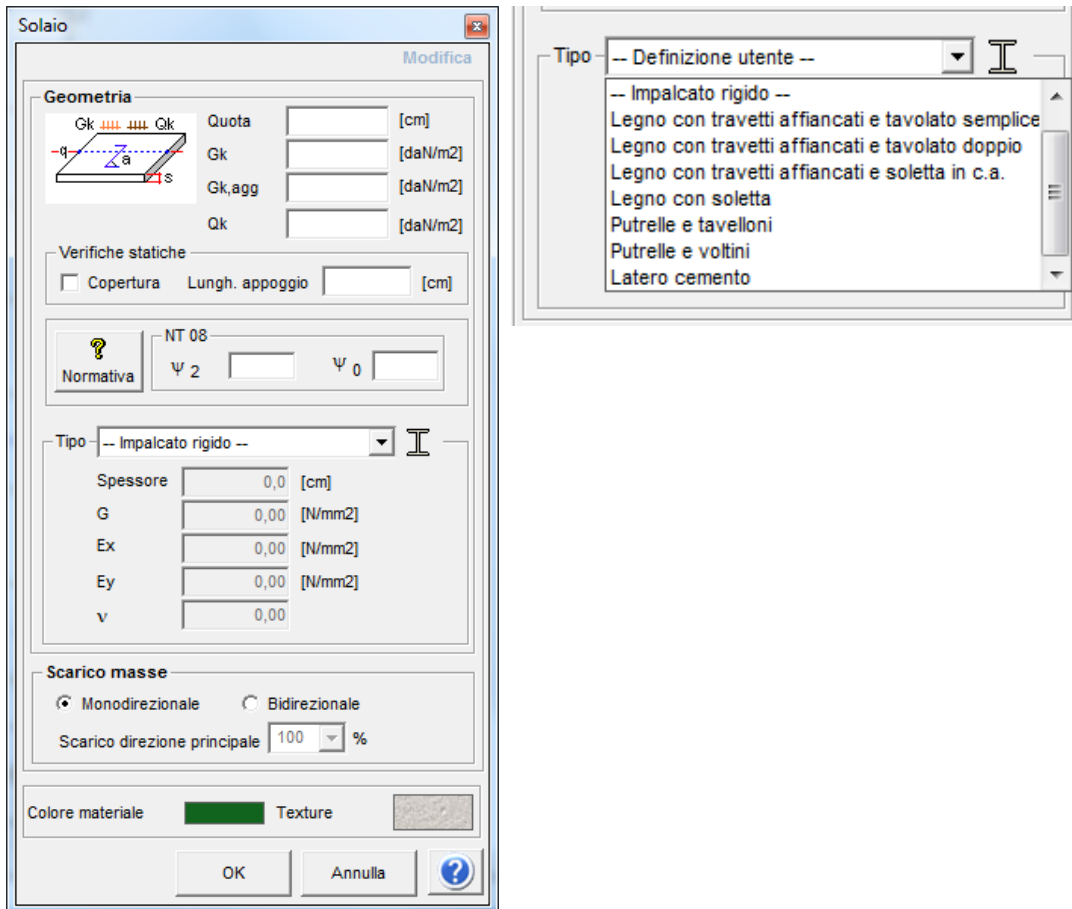


Figura 7.07 Finestre di dialogo per l'inserimento delle caratteristiche dei solai nel programma di calcolo 3Muri.

7.2.3 Definizione della mesh di calcolo

Completato il modello tridimensionale si procede ad eseguire la mesh di pareti e solai.

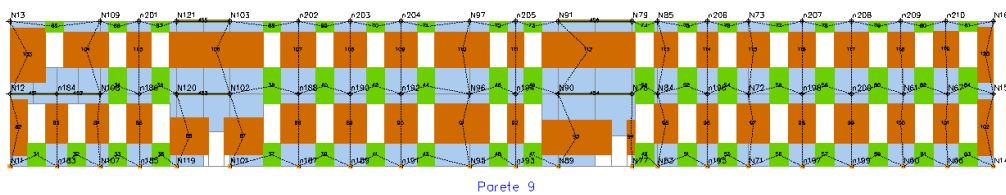


Figura 7.08 Mesh creata dal software per la schematizzazione della parete (parete9) a telaio equivalente. In marrone i maschi murari, in verde le fasce di piano e in azzurro i nodi rigidi

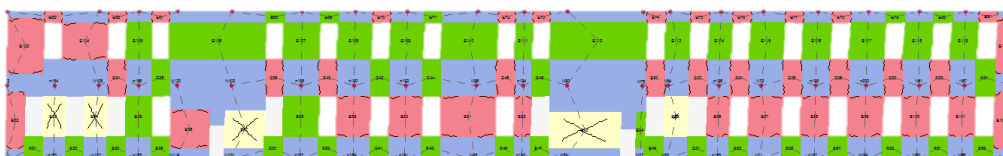


Figura 7.09 Risultati dell'analisi push-over sulla parete 9 (modello libero, analisi n.1, direzione +X, proporzionale alle masse ed eccentricità nulla), sono riportate anche le lesioni a taglio e presso-flessione.

In automatico 3Muri genera dei nodi fissi alla base del modello (che impediscono rotazioni e traslazioni) mentre lascia liberi quelli dei livelli superiori.

È possibile comunque, operando direttamente sul modello, andare a modificare le caratteristiche dei vincoli per simulare il corretto comportamento del sistema edilizio nei confronti delle sollecitazioni sismiche di progetto.

Eseguita la mesh delle pareti è necessario inserire i parametri relativi al sito, la classe d'uso (C_U) e la vita nominale (V_N) che concorrono alla definizione dei valori di a_g , F_0 , T_C^* per i tre stati limite considerati (SLV, SLD e SLO).

Prima ricavare i risultati dell'analisi globale è obbligatorio scegliere un nodo di controllo rispetto al quale saranno riferiti tutti i risultati. Per avere una risposta affidabile è fondamentale decidere un nodo rappresentativo del comportamento globale della struttura e scegliere la direzione del sisma (+X, -X, +Y, -Y), la modalità con cui saranno distribuite le forze sismiche (proporzionale alle masse o al primo modo di vibrare) e infine l'eccentricità accidentale del centro di massa rispetto al centro di rigidità.

	SLV	SLD	SLO
a_g	0,935	0,417	0,346
F_0	2,62	2,53	2,54
T_C^*	0,35	0,28	0,24
T_R	712	75	45

Figura 7.10 Finestra di dialogo per l'inserimento delle caratteristiche delle caratteristiche del sito

	SLV	SLD	SLO
a_g	0,935	0,417	0,346
F_0	2,62	2,53	2,54
T_C^*	0,35	0,28	0,24
T_R	712	75	45

	SLV	SLD	SLO
S_S	1,50	1,50	1,50
T_B	0,17	0,15	0,13
T_C	0,52	0,45	0,40
T_D	1,98	1,77	1,74

Figura 7.11 Finestra di dialogo per l'inserimento dei parametri di pericolosità sismica

Una volta eseguita in automatico l'analisi *push-over* si possono studiare i risultati della risposta sismica per ciascuna delle pareti dell'edificio.

Il programma, consente non solo di valutare la tipologia e il grado di danno che interessa ogni singolo pannello murario ma permette anche di intervenire sugli elementi più danneggiati con tecniche di miglioramento

L'interfaccia grafica dei risultati, creata dal programma 3Muri, è caratterizzata da una schermata divisa in quattro aree. In alto a sinistra sono riportati i valori numerici dei

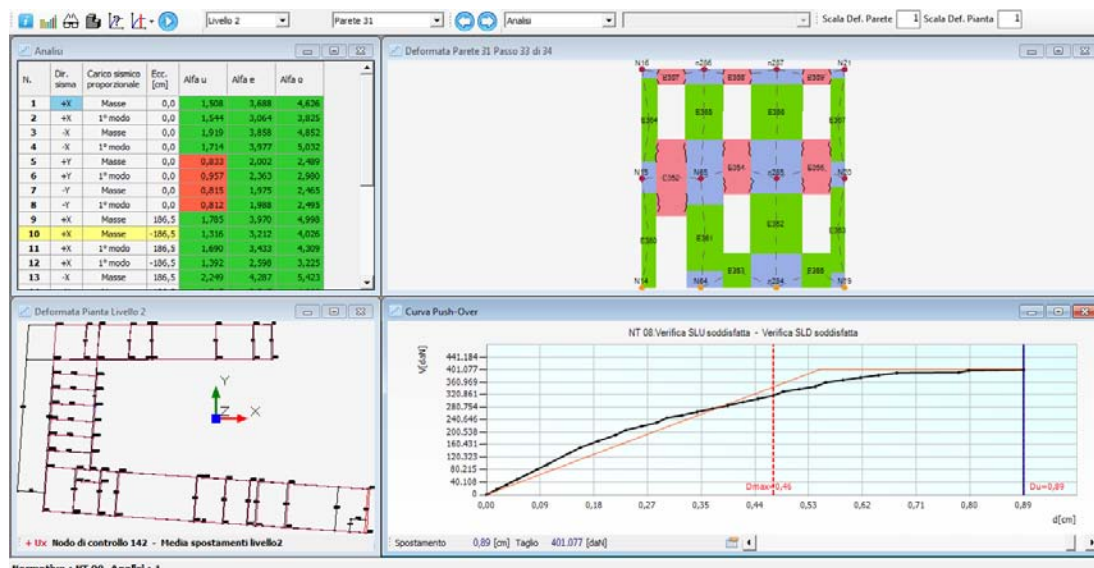


Figura 7.12 Finestra di dialogo per lo studio dei risultati della push-over

diversi indici, mentre a destra il prospetto della parete selezionata. In basso a sinistra si trova la pianta con evidenziato il pannello murario che si sta studiando e la deformata globale della struttura; a destra è presente, infine, la relativa curva di capacità.

Di seguito sono proposti i modelli della Loggia Amulea e del complesso retrostante rappresentativi dello stato attuale e delle fasi storiche. Nello specifico sono stati sviluppati differenti modelli, con differenti tipologie vincolari per valutare come varia la risposta sismica a seconda del vincolo scelto.

7.3 La Loggia Amulea

7.3.1 - Modello 1

L'analisi globale della Loggia è stata eseguita costruendo un modello semplificato rispetto alla realtà. Come nel capitolo precedente si è scelta una muratura in mattoni pieni e malta di calce con un fattore di confidenza pari a $FC=1,30$. Lo stesso materiale è stato utilizzato per i pilastri del doppio livello loggiato tuttavia opportunamente collegati con una trave a livello del primo orizzontamento.

Lavorare con il programma 3Muri significa innanzitutto modellare un piano alla volta, dove ogni livello corrisponde proprio ad un singolo orizzontamento. Il caso in esame è però singolare poiché l'idea di realizzare oltre ai due piani principali anche i due ammezzati, utilizzando complessivamente 4 livelli, è stata fin da subito

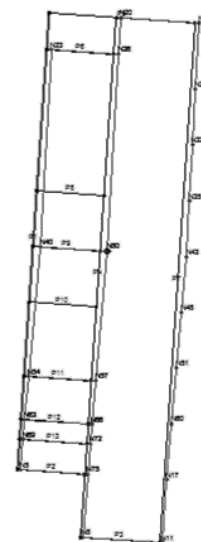


Figura 7.13 Deformata 3Muri della Loggia Amulea

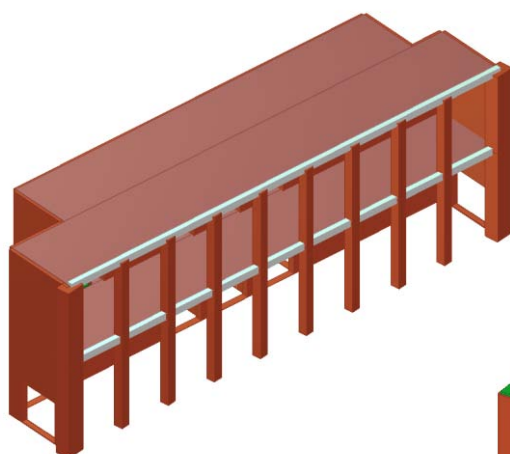


Figura 7.14 Vista 3d della Loggia Amulea prima della creazione della mesh. Orientamento sud-est

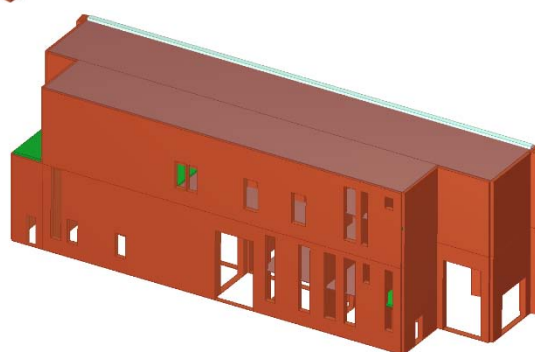


Figura 7.15 Vista 3d della Loggia Amulea prima della creazione della mesh. Orientamento sud-ovest

abbandonata poiché questo significherebbe avere il prospetto rivolto verso il Prato caratterizzato da quattro livelli di colonne che dovrebbero essere collegate da altrettante fasce di travi, anziché solamente due. Per schematizzare nella maniera più rappresentativa possibile la realtà si è dunque preferito ricorrere ad un modello costituito da due livelli; questa semplificazione comporta ovviamente la perdita di alcune informazioni, ad esempio non ha permesso di modellare le finestre dei piani

ammezziati poiché essendo allineate a quelle dei piani inferiori vengono considerate sovrapposte dal programma. Per ovviare a questo problema si è deciso di accorpare le aperture dei primi due piani e quelle degli ultimi due realizzando delle alte fasce bucate. In ogni caso sia i carichi permanenti che accidentali dei due piani ammezziati sono tenuti in conto nel modello di calcolo poiché sono stati inseriti opportunamente tutti gli orizzontamenti. Le rampe di scale sono state, invece, schematizzate con l'introduzione di solai mono o bi-direzionali a livello di piano.

Di seguito sono riportate le finestre di dialogo con cui inserire le caratteristiche geometriche e meccaniche dei solai in legno. Qui sotto è riportato l'esempio del piano nobile ma è stato seguito lo stesso procedimento anche per i livelli ammezziati e per la copertura, con le uniche differenze che cambiano le caratteristiche geometriche delle travi, i carichi agenti e i coefficienti di combinazione sismica (Ψ).

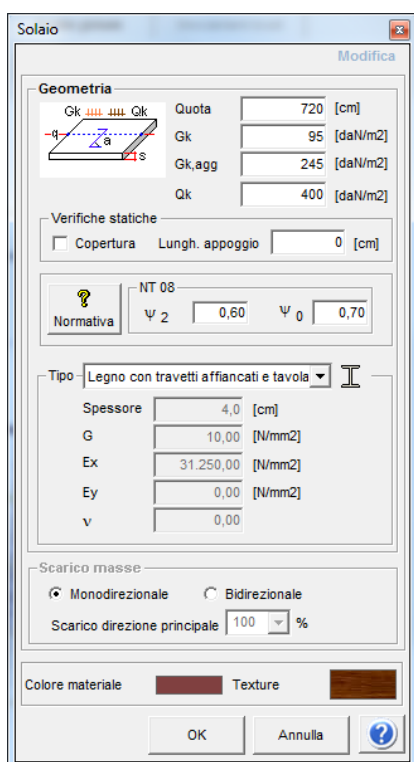


Figura 7.16 Caratteristiche meccaniche del solaio ligneo della Loggia al piano nobile

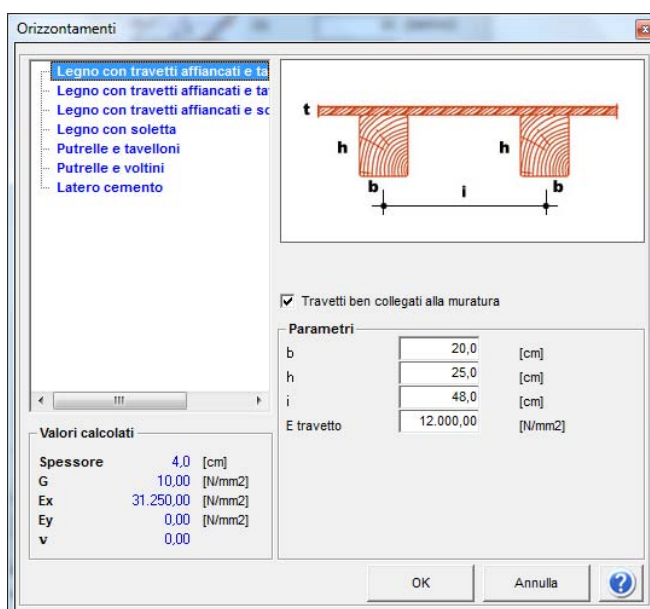


Figura 7.17 Caratteristiche geometriche del solaio ligneo della Loggia Amulea

Il programma prevede 24 condizioni di carico che corrispondono alle analisi necessarie per la verifica globale dell'edificio. Come nodo di controllo rispetto al quale vengono riferiti i risultati delle verifiche si assume il nodo – N80, che è posto al centro della pianta rettangolare della Loggia all'ultimo livello.

Di seguito è riportata la tabella contenente i risultati delle *push-over* rispetto agli Stati Limite SLV, SLD, SLO e i valori del rischio di collasso (α_u) e del rischio di inagibilità (α_e).

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD			SLO					
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	4,01	2,30	3,96	No	1,50	2,30	Si	1,11	2,30	Si	0,57	1,54
2	+X	1° modo	0,0	4,91	2,98	3,04	No	1,83	2,82	Si	1,36	2,82	Si	0,61	1,54
3	-X	Masse	0,0	3,19	2,19	5,30	No	1,19	2,03	Si	0,88	2,03	Si	0,57	1,52
4	-X	1° modo	0,0	3,82	3,03	4,11	No	1,42	2,72	Si	1,05	2,72	Si	0,73	1,91
5	+Y	Masse	0,0	1,27	3,44	0,51	Si	0,53	3,24	Si	0,39	3,24	Si	2,62	6,11
6	+Y	1° modo	0,0	1,35	4,20	0,55	Si	0,55	3,90	Si	0,40	3,51	Si	3,02	7,14
7	-Y	Masse	0,0	1,35	3,56	0,77	Si	0,55	3,56	Si	0,40	3,56	Si	2,53	6,52
8	-Y	1° modo	0,0	1,22	4,32	0,88	Si	0,52	3,76	Si	0,39	3,57	Si	3,23	7,23
9	+X	Masse	194,2	4,15	2,17	4,14	No	1,55	2,15	Si	1,15	2,15	Si	0,52	1,39
10	+X	Masse	-194,2	4,20	2,68	3,31	No	1,57	2,68	Si	1,16	2,68	Si	0,64	1,71
11	+X	1° modo	194,2	4,77	2,59	3,57	No	1,78	2,53	Si	1,32	2,53	Si	0,54	1,43
12	+X	1° modo	-194,2	4,95	3,74	2,74	No	1,84	3,47	Si	1,37	2,94	Si	0,75	1,88
13	-X	Masse	194,2	3,14	2,09	6,03	No	1,17	1,80	Si	0,87	1,80	Si	0,50	1,33
14	-X	Masse	-194,2	3,42	2,42	4,27	No	1,27	2,05	Si	0,94	2,05	Si	0,70	1,61
15	-X	1° modo	194,2	3,67	2,76	4,72	No	1,37	2,26	Si	1,01	2,26	Si	0,64	1,66
16	-X	1° modo	-194,2	3,89	3,09	3,56	No	1,45	2,86	Si	1,07	2,86	Si	0,79	1,97
17	+Y	Masse	65,1	1,46	4,17	0,56	Si	0,57	3,91	Si	0,42	3,91	Si	2,81	6,88
18	+Y	Masse	-65,1	1,00	2,85	0,49	Si	0,43	2,08	Si	0,35	2,08	Si	2,67	4,80
19	+Y	1° modo	65,1	1,63	5,06	0,56	Si	0,61	4,41	Si	0,45	3,97	Si	3,11	7,26
20	+Y	1° modo	-65,1	0,95	3,20	0,56	Si	0,41	2,31	Si	0,34	2,31	Si	3,02	5,49
21	-Y	Masse	65,1	1,45	3,85	0,79	Si	0,57	3,85	Si	0,42	3,85	Si	2,59	6,79
22	-Y	Masse	-65,1	0,95	3,24	0,81	Si	0,41	3,24	Si	0,34	3,24	Si	2,92	7,39
23	-Y	1° modo	65,1	1,61	5,51	0,84	Si	0,60	4,17	Si	0,44	2,89	Si	3,43	6,97
24	-Y	1° modo	-65,1	0,91	4,03	0,74	Si	0,38	2,86	Si	0,28	2,86	Si	3,89	7,51

Tabella 7.01 Risultati delle analisi del modello push-over

Per una corretta lettura della tabella precedente, valgono le seguenti definizioni:

Dir. Sisma

Direzione di incidenza dell'azione sismica

Distrb. Sismica	Distribuzione dell'azione sismica (proporzionale alle masse del 1° modo)
Ecc.	Eccentricità dell'azione sismica rispetto al centro di massa
D_{max} SLV	Richiesta di spostamento del sisma del punto di controllo allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita
D_u SLV	Spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita
q^*	Rapporto tra la forza di risposta e la forza di snervamento del sistema equivalente ($se > 3$ verifica non soddisfatta)
Ver.	Verifica soddisfatta o meno - SLV
D_{max} SLD	Richiesta di spostamento del sisma del punto di controllo allo Stato Limite di Danno
D_d SLD	Spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di Danno
Ver.	Verifica soddisfatta o meno - SLD
a_u	Indicatore del rischio di collasso ($se > 1$, l'edificio è adeguato)
a_e	Indicatore del rischio di inagibilità dell'opera

Il primo modello della Loggia considera l'edificio vincolato al suolo ma svincolato da edifici confinanti, questo permette di valutare inizialmente i punti critici dell'apparato strutturale. In totale 12 delle 24 verifiche effettuate allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non sono soddisfatte ovvero tutte quelle in direzione X, mentre sono soddisfatte sia allo Stato Limite di Danno che di Operatività. In grigio chiaro sono state evidenziate le analisi corrispondenti ai valori più bassi di α_u nelle due direzioni X e Y, ed il valore minimo corrisponde all'analisi numero 13 con α_u che risulta pari a 0,50. Questo significa che la struttura è in grado di sopportare circa il 50% dell'azione sismica di progetto relativa allo Stato Limite Ultimo in direzione -X. Di seguito è riportata la curva *push-over* relativa all'analisi numero 13 che risulta essere la verifica più gravosa delle 24. La curva è divisa in 101 passi e si interrompe in corrispondenza del valore $d=2,09$ cm (spostamento del punto di controllo), $V=53,157$ daN (taglio

massimo alla base dell'edificio). La verifica è eseguita in direzione -X, con eccentricità +194,2 cm e carico sismico proporzionale alle masse.

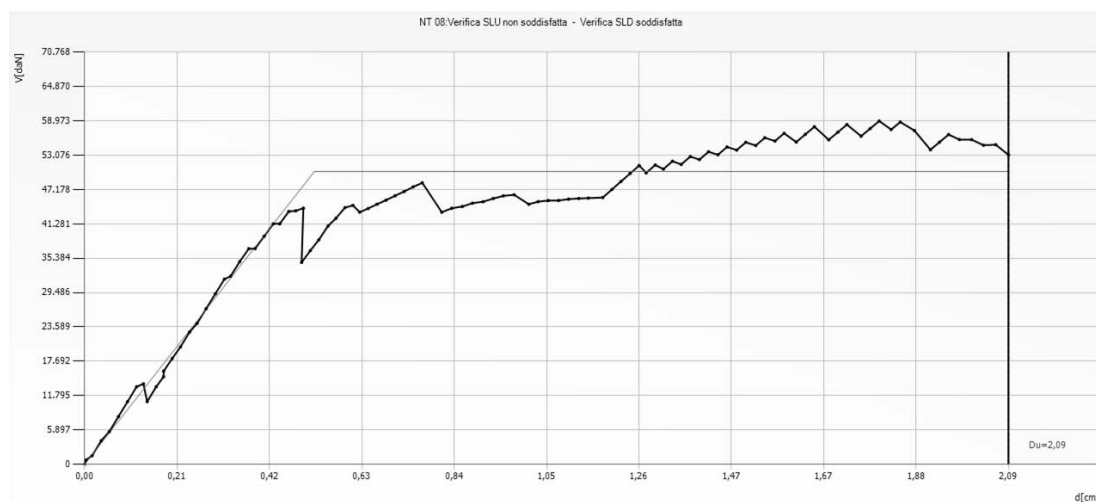


Figura 7.18 Verifica 13 – curva push-over

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente	$T^* = 0,626 \text{ s}$
Massa del sistema equivalente	$M^* = 960.733,82 \text{ kg}$
Massa totale	$W = 1.459.275,51 \text{ kg}$
Fattore di partecipazione modale [C.7.3.5]	$\Gamma = 1,04$
Fattore di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.5]	$F^*_y = 48.589$
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.5]	$d_y^* = 0,50$
Spostamento ultimo del sistema equivalente	$d_u^* = 2,02$

Vulnerabilità Sismica

						TR _C			TR=cost	
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C ^{*(TR)}	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	148	712	0,208	1,40	0,78	2,53	0,31	0,559	0,70	0,497
SLD	148	75	1,973	0,63	0,78	2,53	0,31	1,254	0,83	1,335
SLO	148	45	3,289	0,52	0,78	2,53	0,31	1,511	0,94	1,803

Figura 7.19 Verifica 13 – Tabella riassuntiva dei risultati della verifica push-over

Qui di seguito si riportano i prospetti dei pannelli murari maggiormente danneggiati, per una corretta interpretazione dei colori si richiama la legenda riferita al materiale muratura. I risultati ottenuti mostrano una buona risposta da parte dei setti resistenti in direzione Y, i quali subiscono al più plasticizzazione per taglio o pressoflessione. Una maggiore vulnerabilità è rappresentata dai setti orientati in direzione X i quali

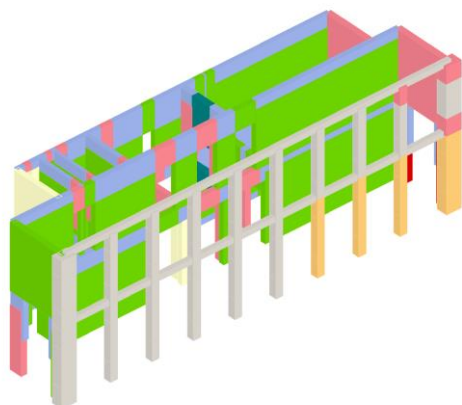


Figura 7.20 Verifica 13 – mesh al sottopasso 101, vista da sud-est

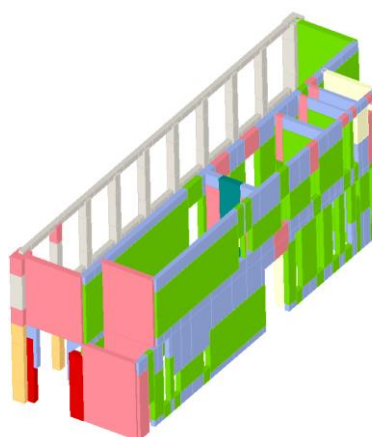


Figura 7.21 Verifica 13 – mesh al sottopasso 101, vista da nord-ovest

entrano in crisi per la mancanza di un efficace sistema resistente in questa direzione poiché i setti sono pochi, talvolta molto forati e limitati alla zona sud e nord. Le principali forme di danneggiamento sono la plasticizzazione per taglio e pressoflessione, ma in corrispondenza dello spostamento ultimo si può notare che alcune strisce di parete arrivano a rottura per pressoflessione. Di seguito sono proposti i pannelli murari interni ed esterni più danneggiati.

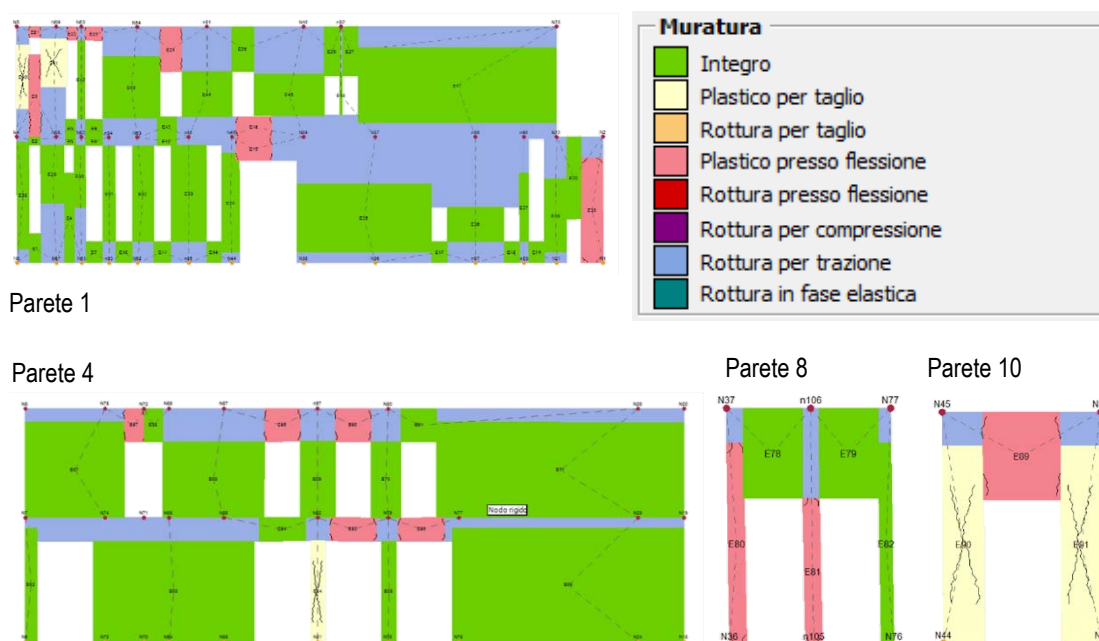


Figura 7.22 Verifica 13 – mesh al sottopasso 101

In direzione Y la verifica con il più basso indice di collasso è la numero 13 che comunque risulta ampiamente verificata poiché presenta un valore di α_u , pari a 2,94 che dunque è circa tre volte superiore al valore che sarebbe sufficiente per poter considerare la costruzione adeguata dal punto di vista sismico.

7.3.2 - Modello 2

Per una più corretta interpretazione del modello è necessario andare a vincolare le pareti nord e sud che sono in comune con altri edifici. Considerare la Loggia Amulea facente parte di un aggregato, obbliga a prendere in considerazione la reciproca interazione con le strutture vicine. Un corpo di fabbrica con pareti vincolate anche in altezza manifesta infatti una risposta strutturale diversa rispetto alla situazione in cui lo si consideri completamente svincolato. Il programma 3Muri permette di assegnare ai nodi che compongono la mesh delle pareti valori specifici di rigidità elastica, consentendo così di realizzare un vincolo fisso o cedevole elasticamente.

Di seguito si propongono i risultati ottenuti dall'inserimento di vincoli rigidi che impediscono lo spostamento in direzione Y della struttura in modo da simulare la cortina edilizia collegata alla Loggia. Sono lasciati liberi, invece le traslazioni e rotazioni nelle altre direzioni. Quello che si può notare è un sensibile miglioramento nella risposta strutturale infatti l'edificio così vincolato è in grado di subire spostamenti ultimi (prevalentemente in direzione Y) superiori al precedente.

L'introduzione dei vincoli rigidi in direzione Y è conseguenza anche dell'incremento dei valori di α_u (nel caso più gravoso è pari a 0,67) quindi comunque superiore al modello precedente.

Nel primo caso i pannelli che entrano in crisi plasticizzandosi o arrivando addirittura a rottura per pressoflessione sono quelli efficaci in direzione X; questi infatti sono pochi e talvolta ampiamente forati, di conseguenza non sono in grado di resistere alle sollecitazioni di progetto.

Mentre nel caso precedente tutte le verifiche in direzione X non erano soddisfatte, ora nove manifestano uno spostamento ultimo inferiore rispetto a quello massimo richiesto.

Si può notare in media una diminuzione dello spostamento massimo richiesto dal sisma nelle due direzioni principali, ma aumenta in tutte e 24 le verifiche la capacità di spostamento ultimo offerta dalla costruzione e coerentemente con quanto appena affermato si può notare un aumento dell' indicatore del rischio di collasso in direzione X mentre risulta molto significativo nella direzione Y, ovvero quella caratterizzata dall'introduzione dei vincoli.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD				SLO				
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	4,18	3,22	2,46	No	1,56	3,22	Si	1,15	3,22	Si	0,77	2,07
2	+X	1° modo	0,0	4,69	4,40	2,24	No	1,75	3,72	Si	1,30	3,07	Si	0,94	2,13
3	-X	Masse	0,0	3,81	3,88	2,85	Si	1,42	2,30	Si	1,05	2,30	Si	1,02	1,62
4	-X	1° modo	0,0	4,11	4,63	2,78	Si	1,53	2,61	Si	1,14	2,61	Si	1,08	1,70
5	+Y	Masse	0,0	1,08	9,79	0,21	Si	0,40	2,53	Si	0,30	2,30	Si	9,10	6,32
6	+Y	1° modo	0,0	0,79	13,44	0,28	Si	0,32	2,49	Si	0,24	2,27	Si	10,55	7,76
7	-Y	Masse	0,0	0,75	8,92	0,13	Si	0,31	6,82	Si	0,23	6,82	Si	11,46	21,84
8	-Y	1° modo	0,0	0,74	4,30	0,23	Si	0,31	4,30	Si	0,23	4,30	Si	5,66	13,89
9	+X	Masse	194,2	4,08	2,89	2,74	No	1,52	2,61	Si	1,13	2,61	Si	0,71	1,72
10	+X	Masse	-194,2	4,13	2,76	2,57	No	1,54	2,76	Si	1,14	2,76	Si	0,67	1,79
11	+X	1° modo	194,2	4,63	3,74	2,34	No	1,72	3,74	Si	1,28	3,52	Si	0,81	2,17
12	+X	1° modo	-194,2	4,80	3,59	2,23	No	1,79	3,39	Si	1,32	2,63	Si	0,75	1,90
13	-X	Masse	194,2	4,21	3,11	2,36	No	1,57	2,43	Si	1,16	2,43	Si	0,74	1,55
14	-X	Masse	-194,2	3,63	3,35	2,99	No	1,35	2,13	Si	1,00	2,13	Si	0,92	1,57
15	-X	1° modo	194,2	4,18	4,12	2,71	No	1,56	2,75	Si	1,15	2,75	Si	0,99	1,77
16	-X	1° modo	-194,2	4,08	4,41	2,73	Si	1,52	2,45	Si	1,13	2,45	Si	1,08	1,61

17	+Y	Masse	65,1	1,07	10,69	0,18	Si	0,40	2,63	Si	0,30	2,09	Si	9,98	6,59
18	+Y	Masse	-65,1	0,69	5,82	0,37	Si	0,30	2,43	Si	0,22	2,37	Si	7,62	8,15
19	+Y	1° modo	65,1	1,38	15,45	0,09	Si	0,51	2,71	Si	0,38	2,13	Si	11,22	5,27
20	+Y	1° modo	-65,1	0,71	8,14	0,36	Si	0,30	2,44	Si	0,23	2,50	Si	8,22	8,03
21	-Y	Masse	65,1	0,62	7,07	0,13	Si	0,27	6,03	Si	0,21	6,03	Si	10,71	22,21
22	-Y	Masse	-65,1	0,64	1,96	0,32	Si	0,27	1,96	Si	0,21	1,96	Si	3,08	7,15
23	-Y	1° modo	65,1	1,05	11,58	0,09	Si	0,39	11,58	Si	0,29	11,58	Si	11,01	29,54
24	-Y	1° modo	-65,1	0,55	3,94	0,33	Si	0,24	3,94	Si	0,20	3,94	Si	6,20	15,54

Tabella 7.02 Risultati delle analisi del modello push-over

In entrambi i modelli le verifiche allo Stato Limite di Danno e di Operatività sono soddisfatte. Nel primo caso però la verifica più gravosa in direzione - X è la numero 13 ($\alpha_U=0,58$), nel secondo caso invece è la numero 10 ($\alpha_U=0,67$) in direzione + X, con carico, per entrambe, proporzionale alle masse.

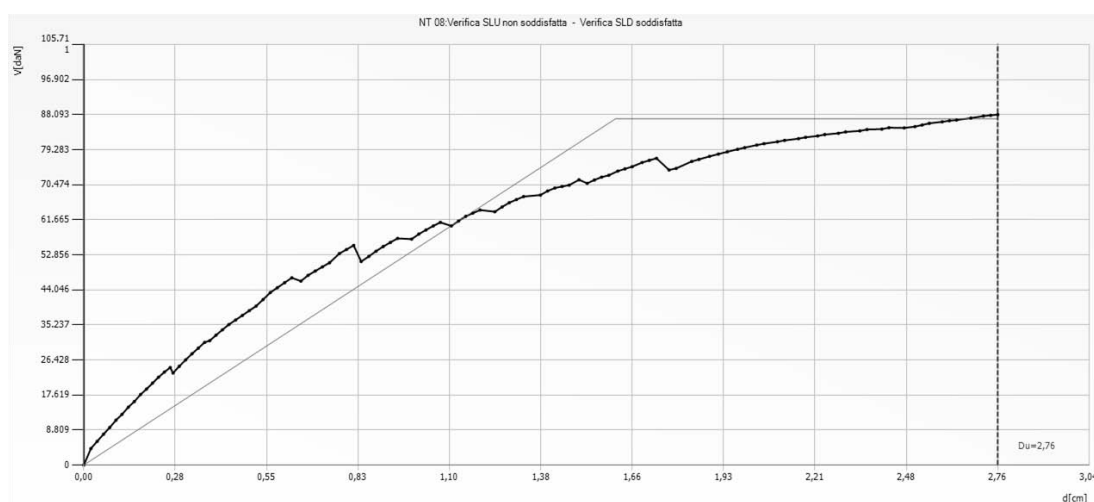


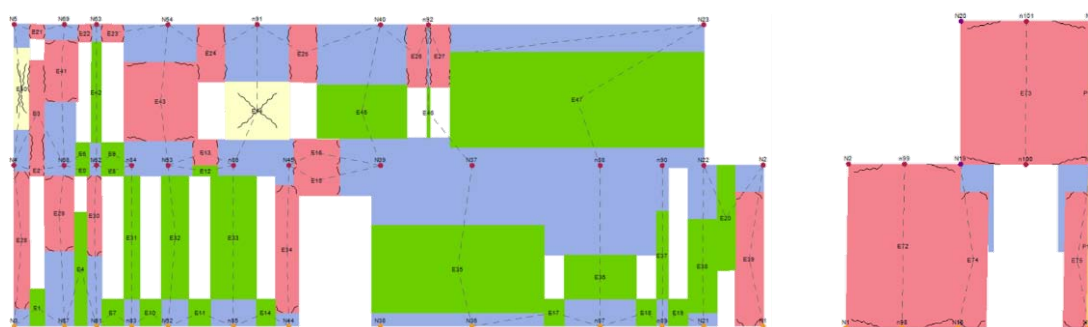
Figura 7.23 Verifica 10 – curva push-over

Vulnerabilità Sismica

						TR _C			TR=cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) ₀	T _C *(TR) [s]	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	288	712	0,404	1,40	0,98	2,62	0,33	0,697	0,94	0,669
SLD	288	75	3,840	0,63	0,98	2,62	0,33	1,562	1,12	1,794
SLO	288	45	6,400	0,52	0,98	2,62	0,33	1,883	1,26	2,423

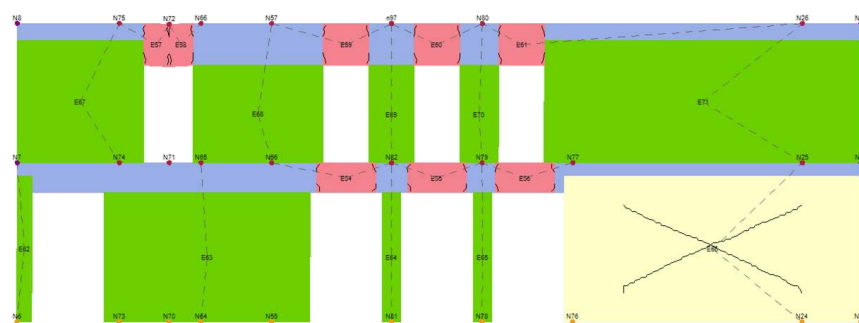
Figura 7.24 Verifica 10 – Tabella riassuntiva dei risultati della verifica push-over

Contestualmente a quanto riportato finora con immagini e tabelle, si può notare un miglioramento nella risposta sismica del secondo modello. I pannelli murari più sollecitati sono però ancora quelli resistenti in direzione X che a causa delle loro caratteristiche e configurazione si lesionano a pressoflessione o a taglio; rispetto a prima, però, dove era possibile rilevare rotture in alcuni setti murari resistenti in direzione X, in questo caso si manifestano al massimo fenomeni di plasticizzazione per taglio o pressoflessione. Di seguito sono proposti i prospetti principali della Loggia rispetto alla verifica più gravosa (numero 10).



Parete 1

Parete 5



Parete 4

Figura 7.25 Verifica 10

7.3.3 - Modello 3

Caso intermedio rispetto ai precedenti che considera dei vincoli cedevoli elasticamente. Il valore della rigidezza si ricava schematizzando la parete come una mensola incastrata alla base sollecitata da una forza orizzontale in sommità. Il valore di rigidezza da assumere si ricava dalla seguente formula:

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EJ} + 1,2 \frac{h}{GA}}$$

dove:

J: momento di inerzia della sezione del setto;

E: modulo di elasticità normale dei setti e dipende dal materiale componente il setto.

Nel caso di mattoni pieni e malta di calce vale 1500 MPa;⁸

G: modulo di elasticità tangenziale dei setti, dipende dal materiale e per il caso in esame vale 500 MPa;⁹

A: area della sezione del setto espressa in metri,

h: altezza del setto espressa in metri.

Nella seguente tabella sono riportati i valori di calcolo delle rigidezze imposte.

Parete	Nodo	L [m]	S [m]	h[m]	J[m ⁴]	A[m ²]	K [N/m]	Direzione vincolo
3	7	6,63	0,50	7,20	12,143	3,315	83.033.915	Uy
3	8	6,63	0,50	13,50	12,143	3,315	18.248.276	Uy

Figura 7.03 Parametri geometrici della parete e rigidezza dei vincoli cedevoli elasticamente

È comunque necessario ricordare che in fase di calcolo non si assume la rigidezza quella calcolata sopra ma la si considera ridotta di un ordine di grandezza poiché è stato dimostrato in precedenti lavori di tesi¹⁰ che il modello schematizza meglio il comportamento nei confronti dell'azione sismica se si riduce la rigidezza della mensola incastrata alla base di un ordine di grandezza.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti da questo terzo modello della Loggia.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV			SLD			SLO					
				DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	4,15	2,43	3,68	No	1,55	2,43	Si	1,14	2,43	Si	0,58	1,57
2	+X	1° modo	0,0	4,85	2,97	3,09	No	1,81	2,91	Si	1,34	2,91	Si	0,61	1,61
3	-X	Masse	0,0	3,19	2,34	5,24	No	1,19	2,08	Si	0,88	2,08	Si	0,57	1,53
4	-X	1° modo	0,0	3,67	3,02	4,21	No	1,37	2,69	Si	1,01	2,69	Si	0,71	1,91
5	+Y	Masse	0,0	0,52	1,50	0,54	Si	0,23	1,18	Si	0,19	1,18	Si	2,39	4,86
6	+Y	1° modo	0,0	0,64	1,99	0,57	Si	0,27	1,67	Si	0,23	1,67	Si	2,56	5,43
7	-Y	Masse	0,0	0,82	2,73	0,60	Si	0,35	2,73	Si	0,29	2,73	Si	2,78	6,87
8	-Y	1° modo	0,0	0,83	3,47	0,77	Si	0,36	2,27	Si	0,30	2,27	Si	3,23	5,59

⁸ Circolare n. 617 del 2/02/2009 – Tabella C8A.2.1.

⁹ *Ibid.*

¹⁰ M. Pengo, *Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento di Palazzo Cà Borin*, tesi di laurea, relatori prof. C. Modena, A.A. 2012-2013.

9	+X	Masse	194,2	4,04	2,19	4,27	No	1,51	2,17	Si	1,12	2,17	Si	0,54	1,44
10	+X	Masse	-194,2	4,18	2,71	3,35	No	1,56	2,71	Si	1,15	2,71	Si	0,65	1,74
11	+X	1° modo	194,2	4,76	2,70	3,58	No	1,77	2,59	Si	1,31	2,59	Si	0,57	1,46
12	+X	1° modo	-194,2	5,04	3,85	2,62	No	1,88	3,52	Si	1,39	2,93	Si	0,76	1,87
13	-X	Masse	194,2	3,18	2,11	5,87	No	1,19	1,87	Si	0,88	1,87	Si	0,51	1,37
14	-X	Masse	-194,2	3,41	2,44	4,24	No	1,27	2,30	Si	0,94	2,30	Si	0,71	1,81
15	-X	1° modo	194,2	3,70	2,79	4,64	No	1,38	2,33	Si	1,02	2,33	Si	0,65	1,69
16	-X	1° modo	-194,2	3,81	3,09	3,63	No	1,42	2,90	Si	1,05	2,90	Si	0,81	2,04
17	+Y	Masse	65,1	0,63	1,96	0,50	Si	0,27	1,55	Si	0,23	1,55	Si	2,65	5,37
18	+Y	Masse	-65,1	0,43	1,74	0,63	Si	0,19	1,04	Si	0,16	1,04	Si	2,77	4,73
19	+Y	1° modo	65,1	0,87	2,64	0,50	Si	0,37	1,98	Si	0,31	1,98	Si	2,71	5,14
20	+Y	1° modo	-65,1	0,51	1,47	0,59	Si	0,22	1,04	Si	0,18	1,04	Si	2,31	4,39
21	-Y	Masse	65,1	0,90	2,94	0,56	Si	0,39	2,93	Si	0,32	2,93	Si	2,83	6,91
22	-Y	Masse	-65,1	0,78	2,62	0,63	Si	0,34	2,62	Si	0,28	2,62	Si	2,74	6,77
23	-Y	1° modo	65,1	0,91	3,61	0,74	Si	0,39	2,51	Si	0,33	2,51	Si	3,18	5,78
24	-Y	1° modo	-65,1	0,76	3,19	0,74	Si	0,33	1,68	Si	0,27	1,68	Si	3,18	4,63

Tabella 7.04 Risultati delle analisi del modello push-over

I risultati ottenuti con questa configurazione sono molto simili a quelli del modello 1 che invece considera la Loggia completamente svincolata. È necessario constatare che il miglioramento della risposta sismica seppur limitato è oggettivo, poiché tutti i valori di α_u rispetto al primo modello sono aumentati. Comunque le 12 verifiche in direzione X non risultano soffisfatte neppure in questo modello e la verifica più gravosa rimane la numero 13 in direzione -X.

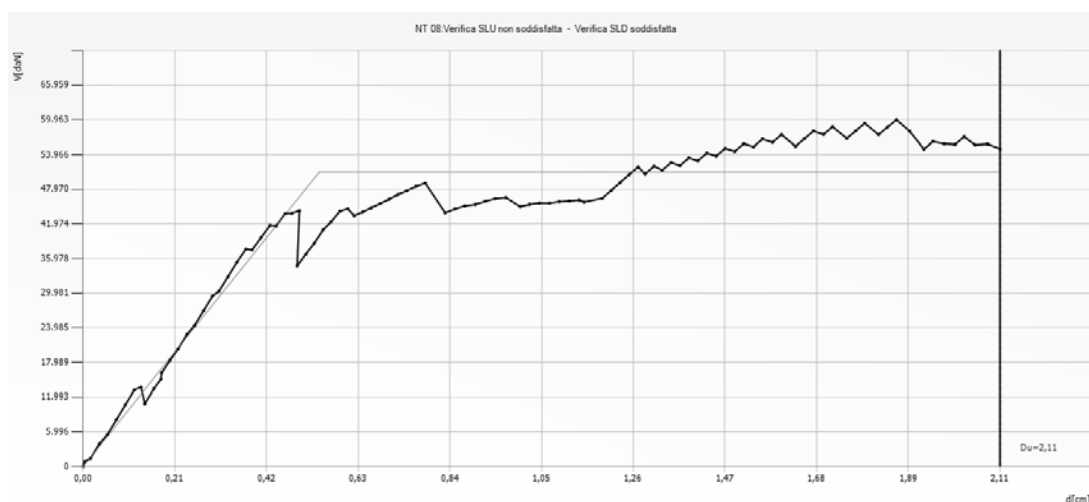


Figura 7.26 Verifica 13 – curva push-over

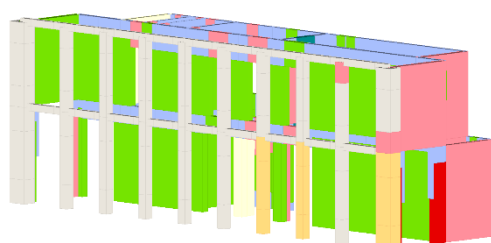


Figura 7.27 Verifica 13, passo 102 – mesh del modello 3d, vista da nord-est

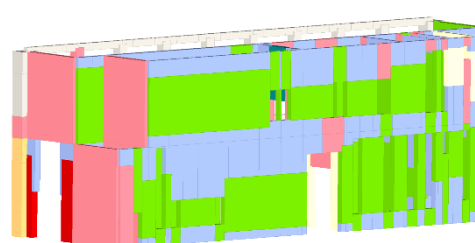


Figura 7.28 Verifica 13, passo 102 – mesh del modello 3d, vista da nord-ovest

Rispetto al modello 1 si può notare che i pannelli murari che plasticizzano per pressoflessione sono praticamente gli stessi anche se si riducono quelli interessati da rottura per pressoflessione.

-Vulnerabilità Sismica-

						TR _C		TR=cost		
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) 0	T [*] (TR) C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	158	712	0,222	1,40	0,80	2,55	0,31	0,571	0,72	0,511
SLD	158	75	2,107	0,63	0,80	2,55	0,31	1,280	0,86	1,371
SLO	158	45	3,511	0,52	0,80	2,55	0,31	1,542	0,96	1,852

Figura 7.29 Verifica 13 – Tabella riassuntiva dei risultati della verifica push-over

7.4 Il complesso retrostante la Loggia Amulea

7.4.1 – Modello 1

La struttura del complesso alle spalle della Loggia Amulea è in muratura portante (delle caratteristiche elencate sopra) ad eccezione della porzione ovest che è realizzata in calcestruzzo armato. In questo primo modello sono stati utilizzati pilastri e travi armati secondo valori minimi che non fanno riferimento ai risultati ottenuti, nel capitolo precedente, dal dimensionamento di un portale in calcestruzzo armato di caratteristiche geometriche note.

Relativamente alle caratteristiche degli orizzontamenti si sa poco e le uniche informazioni certe sono contenute nel capitolo 5 del rilievo strutturale. Sono state utilizzate tre tipologie di solaio ovvero quella in laterocemento, quella in legno con travetti affiancati e tavolato semplice e per i vani scala un impalcato bidirezionale posto a livello del primo orizzontamento di caratteristiche definite da tastiera. Per schematizzare invece l'elemento svettante sopra il cornicione dell'ala ovest, che riporta lo stemma del corpo dei Vigili del Fuoco, è stato utilizzato un carico lineare. La copertura non è stata schematizzata con un solaio ligneo di caratteristiche equivalenti alle capriate esistenti, con valori di carichi equivalenti a quelli calcolati precedentemente.

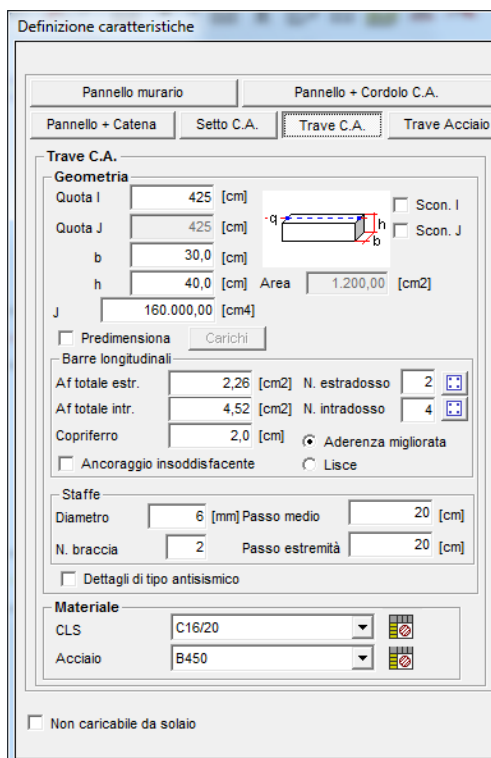


Figura 7.30 Finestra per la definizione di una trave in c.a.

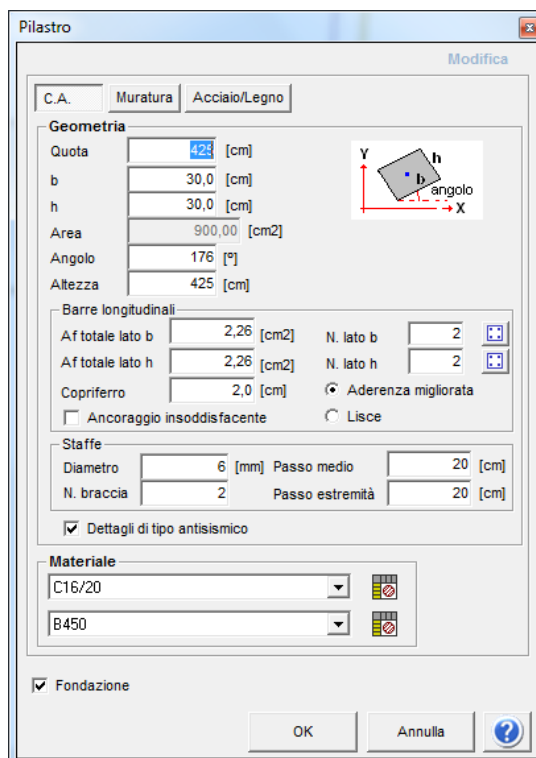


Figura 7.31 Finestra per la definizione di un pilastro in c.a.

Il programma prevede 24 condizioni di carico che corrispondono ad altrettante analisi. Poiché, in questo caso, il centro di massa non cade all'interno della struttura si è deciso di scegliere come punto di controllo, rappresentativo dell'intero edificio, un nodo posto a livello del secondo orizzontamento in posizione centrale rispetto la struttura a telaio in calcestruzzo armato (nodo – N142).

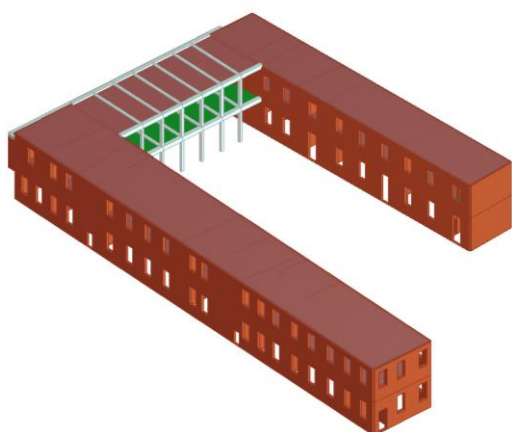


Figura 7.32 Vista 3d dell'edificio prima della creazione della mesh. Orientamento sud-est

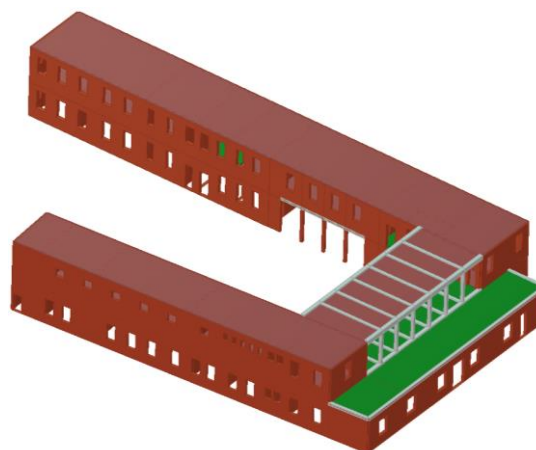


Figura 7.33 Vista 3d dell'edificio prima della creazione della mesh. Orientamento nord-ovest

Di seguito è riportata la tabella contenente i risultati delle *push-over* allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), di Danno (SLD), di Operatività (SLO) e i valori

dell'indicatore del rischio di collasso (α_u) e del rischio di inagibilità (α_e) dell'opera, considerando il modello completamente libero da vincoli.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD			SLO					
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	0,63	0,71	1,12	Si	0,23	0,71	Si	0,19	0,71	Si	1,06	2,51
2	+X	1° modo	0,0	0,95	0,92	1,29	No	0,32	0,92	Si	0,27	0,92	Si	0,98	2,36
3	-X	Masse	0,0	0,61	1,09	0,97	Si	0,26	1,01	Si	0,22	1,01	Si	1,34	3,07
4	-X	1° modo	0,0	0,85	1,26	1,06	Si	0,34	1,26	Si	0,29	1,26	Si	1,24	2,98
5	+Y	Masse	0,0	0,83	0,66	1,39	No	0,26	0,66	Si	0,22	0,66	Si	0,87	2,08
6	+Y	1° modo	0,0	1,21	7,77	2,32	Si	0,33	1,10	Si	0,27	1,10	Si	1,29	2,33
7	-Y	Masse	0,0	0,87	0,60	1,50	No	0,26	0,60	Si	0,22	0,60	Si	0,80	1,91
8	-Y	1° modo	0,0	1,11	0,73	1,68	No	0,34	0,73	Si	0,28	0,73	Si	0,76	1,83
9	+X	Masse	186,5	0,63	0,70	1,09	Si	0,24	0,70	Si	0,20	0,70	Si	1,05	2,48
10	+X	Masse	-186,5	0,69	0,61	1,22	No	0,23	0,61	Si	0,19	0,61	Si	0,94	2,22
11	+X	1° modo	186,5	0,93	1,11	1,23	Si	0,33	1,11	Si	0,27	1,11	Si	1,11	2,67
12	+X	1° modo	-186,5	0,98	0,88	1,45	No	0,30	0,88	Si	0,25	0,88	Si	0,93	2,26
13	-X	Masse	186,5	0,61	1,83	0,99	Si	0,26	1,39	Si	0,22	1,39	Si	1,82	3,74
14	-X	Masse	-186,5	0,66	0,96	1,04	Si	0,27	0,96	Si	0,22	0,96	Si	1,20	2,88
15	-X	1° modo	186,5	0,86	2,38	1,07	Si	0,34	1,28	Si	0,29	1,28	Si	1,89	3,01
16	-X	1° modo	-186,5	0,91	1,13	1,16	Si	0,34	1,03	Si	0,28	1,03	Si	1,14	2,57
17	+Y	Masse	314,0	0,91	0,57	1,69	No	0,26	0,57	Si	0,21	0,57	Si	0,75	1,80
18	+Y	Masse	-314,0	0,81	1,21	1,22	Si	0,29	1,21	Si	0,24	1,21	Si	1,28	3,14
19	+Y	1° modo	314,0	1,14	0,75	1,88	No	0,33	0,75	Si	0,28	0,75	Si	0,75	1,82
20	+Y	1° modo	-314,0	1,11	1,31	1,41	Si	0,38	1,31	Si	0,32	1,31	Si	1,12	2,76
21	-Y	Masse	314,0	0,94	0,45	1,78	No	0,26	0,45	Si	0,21	0,45	Si	0,64	1,53
22	-Y	Masse	-314,0	0,85	1,65	1,37	Si	0,28	0,84	Si	0,23	0,84	Si	1,56	2,39
23	-Y	1° modo	314,0	1,15	0,65	1,90	No	0,34	0,65	Si	0,28	0,65	Si	0,68	1,64
24	-Y	1° modo	-314,0	1,11	1,74	1,61	Si	0,35	0,78	Si	0,29	0,78	Si	1,39	1,91

Tabella 7.05 Risultati delle analisi del modello push-over

In totale 10 delle 24 verifiche effettuate allo Stato Limite di Salvaguardia Della Vita non sono soddisfatte, mentre sono tutte soddisfatte sia allo Stato Limite di Danno che di Operatività. In grigio chiaro sono evidenziate le analisi corrispondenti ai risultati più bassi di α_u nelle due direzioni X e Y, ed il valore minimo corrisponde all'analisi numero 21 che corrisponde ad α_u pari a 0,64. Questo significa che la struttura è in grado di

sopportare un'azione sismica pari al 64% di quella di progetto relativa allo Stato Limite Ultimo per un periodo di ritorno di 712 anni. Ora verranno analizzati i risultati delle due verifiche più gravose.

- Verifica 21

Di seguito è riportata la curva *push-over* relativa all'analisi numero 21 che è divisa in 10 passi e si interrompe in corrispondenza del valore $d=0,45$ cm (spostamento del punto di controllo), $V=291,822$ daN (taglio massimo alla base dell'edificio). La verifica è eseguita in direzione -Y, con eccentricità +314,0 cm e carico sismico proporzionale alle masse.

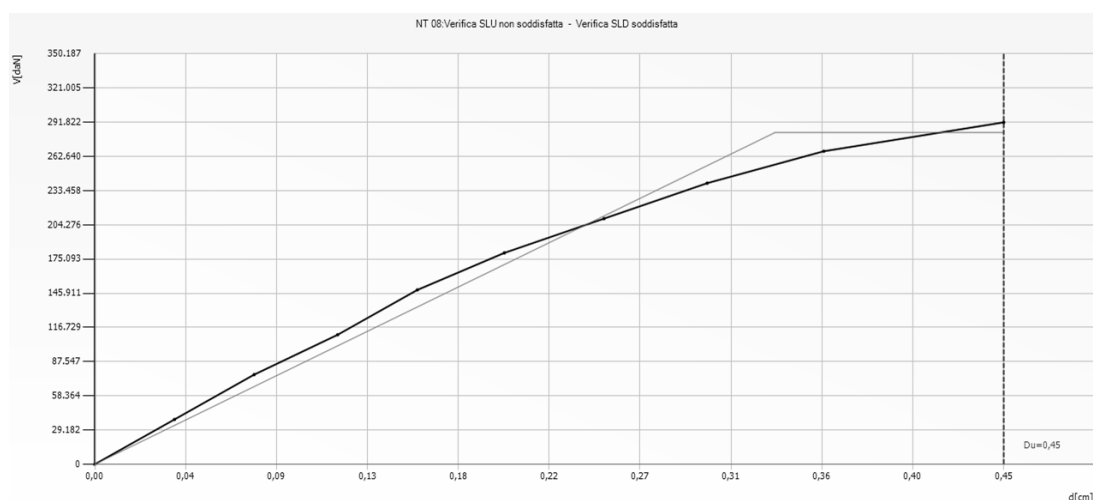


Figura 7.34 Verifica 21 – curva push-over

Di seguito sono riportati i risultati del modello tridimensionali ottenuti per questa verifica. Per una corretta lettura dei colori presenti nelle seguenti figure vale la legenda riportata a lato.

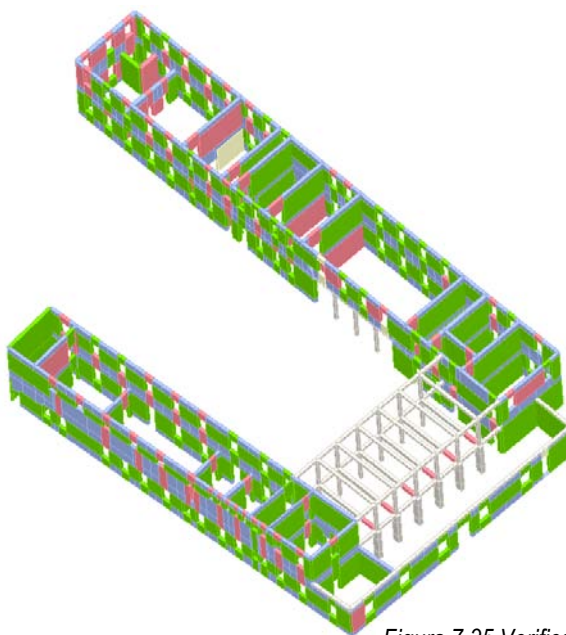


Figura 7.35 Verifica 21 – mesh al sottopasso 10, vista da nord-ovest

Figura 7.36 Legenda delle tipologie di rottura dei materiali utilizzati nel modello

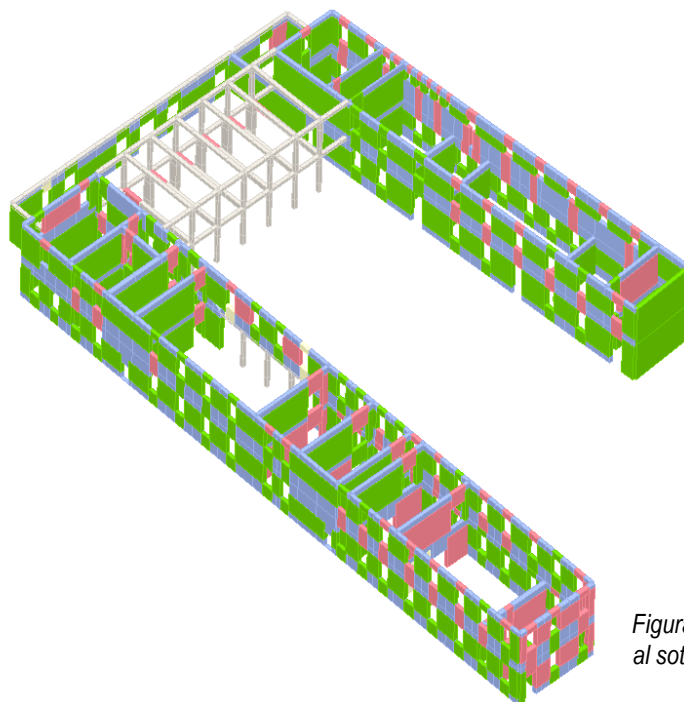


Figura 7.37 Verifica 21 – mesh al sottopasso 10, vista da sud-est

Dalle immagini sopra si può vedere come la maggior parte dei maschi murari rimangano integri mentre molte fasce di piano e i maschi murari di ridotte dimensioni si plasticizzano per pressoflessione. Qui sotto è riportata invece la mesh di alcune pareti, quelle più sollecitate dall'azione in direzione -Y dell'analisi numero 21.

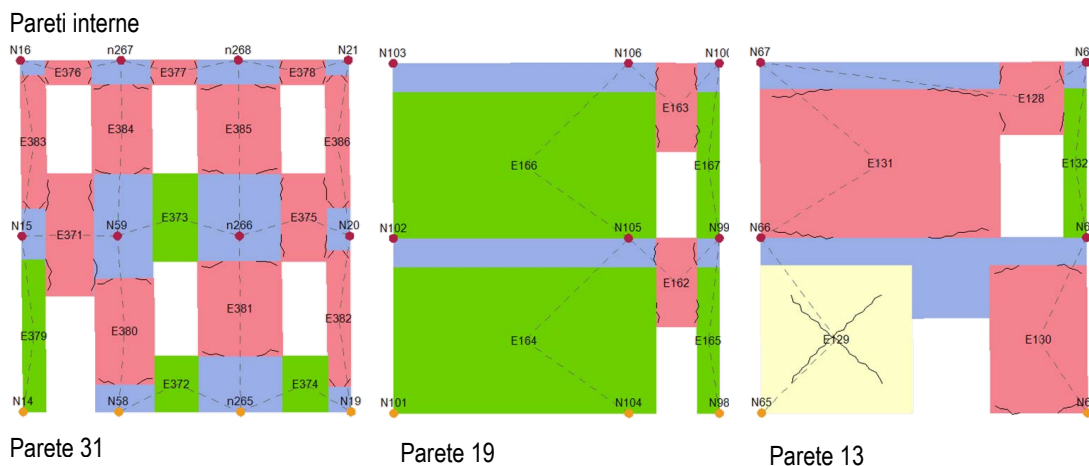


Figura 7.38 Verifica 21 – mesh al sottopasso 10

-Vulnerabilità Sismica

						TR _C			TR=cost	
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C *(TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	239	712	0,336	1,40	0,92	2,61	0,32	0,653	0,90	0,644
SLD	239	75	3,187	0,63	0,92	2,61	0,32	1,463	0,95	1,526
SLO	239	45	5,311	0,52	0,92	2,61	0,32	1,764	0,97	1,865

Figura 7.39 Verifica 21 – Tabella riassuntiva dei risultati della verifica push-over

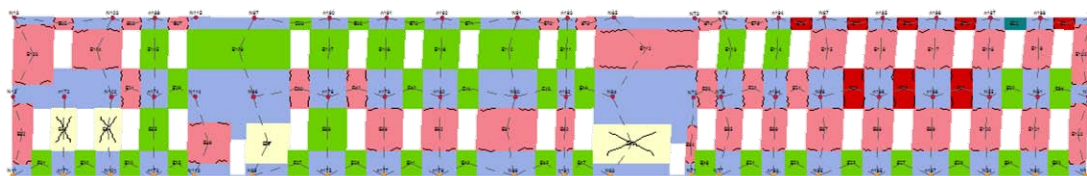
Di seguito sono proposti i risultati complessivi di questa analisi.

- Verifica 12

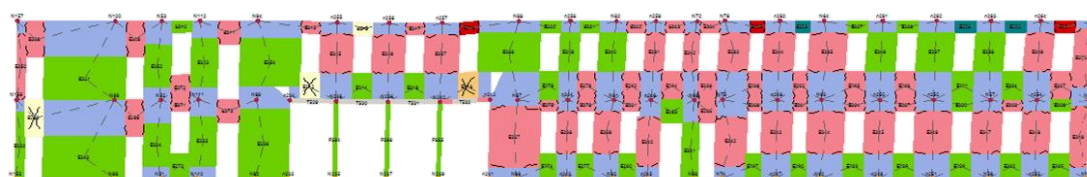
Di seguito è restituita la curva *push-over* relativa a questa analisi, che è divisa in 25 passi e si interrompe in corrispondenza del valore $d=0,88$ cm (spostamento del punto di controllo), $V=299,181$ daN (taglio massimo alla base dell'edificio). La verifica è eseguita in direzione +X, con eccentricità -186,5 cm e carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare. Analogamente a prima la verifica non è soddisfatta, ma potrebbe essere sufficiente aumentare il livello di conoscenza, come sarà fatto in seguito per raggiungere un valore di $\alpha_u=1$ per cui la struttura si considera adeguata. Con questa configurazione di carico infatti ha un indice di collasso $\alpha_u=0,935$, $\alpha_e=2,259$. Il valore di α_u garantisce già un livello di sicurezza accettabile poiché

superiore a 0,8 che è considerato il limite di riferimento per edifici di interesse storico artistico soggetti a tutela.

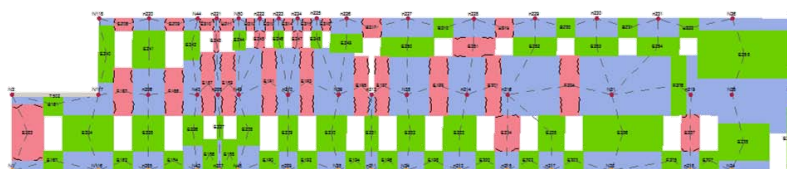
Pareti esterne



Parete 9



Parete 30



Parete 22

Figura 7.40 Verifica 13 – mesh al sottopasso 101

Mentre nella verifica precedente (dir. Y) i setti più sollecitati erano quelli resistenti nella direzione delle ordinate, ora la verifica in direzione X evidenzia il danneggiamento di molte fasce e alcuni maschi murari che si plasticizzano a pressoflessione.

Di seguito si riporta la curva *push-over* di questa analisi e i risultati riassuntivi della stessa.

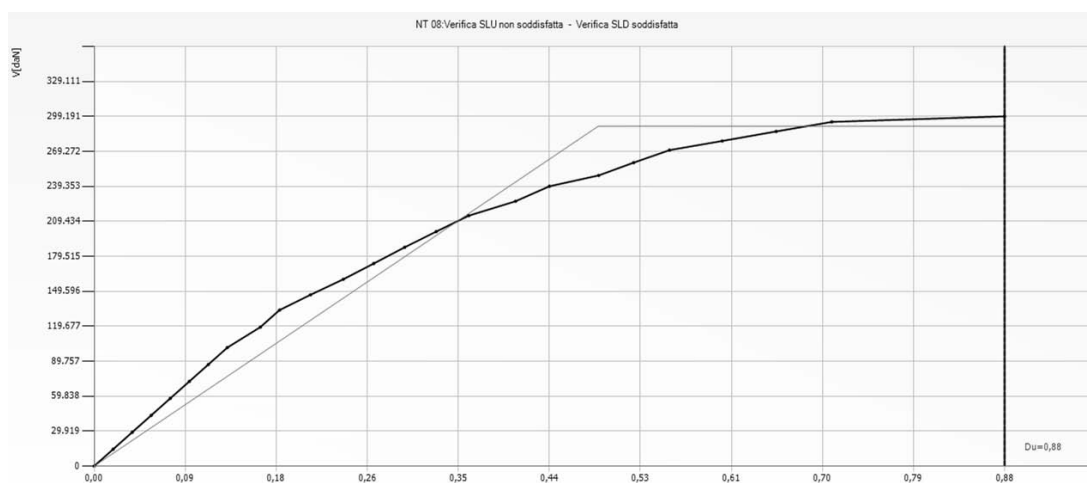


Figura 7.41 Verifica 12 – curva push-over

Infine si possono valutare i valori riassuntivi dell'analisi sismica.

- Vulnerabilità Sismica

	TR _C			TR _D			TR=cost			
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) 0	T _C *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	649	712	0,912	1,40	1,29	2,66	0,35	0,920	1,31	0,935
SLD	649	75	8,653	0,63	1,29	2,66	0,35	2,063	1,41	2,259
SLO	649	45	14,422	0,52	1,29	2,66	0,35	2,487	1,46	2,810

Figura 7.42 Verifica 12 – Tabella riassuntiva dei risultati della verifica push-over

7.4.2 – Modello 2

Si considera lo stesso modello precedente ma vincolando l'ala nord in direzione X per simulare la presenza dell'edificio ad un piano in calcestruzzo armato e lasciando libere le altre componenti di spostamento e rotazione. Anche per questo modello si considera un livello di conoscenza limitata e un fattore di confidenza FC pari a 1,30.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV			SLD			SLO			Ver.	Alfa u	Alfa e
				DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]			
1	+X	Masse	0,0	0,49	0,61	1,04	Si	0,20	0,61	Si	0,17	0,61	Si	1,10	2,60
2	+X	1° modo	0,0	0,74	1,10	1,23	Si	0,25	0,68	Si	0,21	0,68	Si	1,25	2,28
3	-X	Masse	0,0	0,58	1,71	1,00	Si	0,25	0,99	Si	0,21	0,99	Si	1,80	3,10
4	-X	1° modo	0,0	0,75	1,20	0,99	Si	0,33	1,20	Si	0,27	1,20	Si	1,28	3,08
5	+Y	Masse	0,0	0,78	0,72	1,34	No	0,25	0,72	Si	0,21	0,72	Si	0,95	2,28
6	+Y	1° modo	0,0	1,03	0,80	1,62	No	0,31	0,80	Si	0,26	0,80	Si	0,85	2,05
7	-Y	Masse	0,0	0,81	0,58	1,46	No	0,25	0,58	Si	0,20	0,58	Si	0,83	1,98
8	-Y	1° modo	0,0	1,03	1,03	1,54	Si	0,33	1,03	Si	0,27	1,03	Si	1,00	2,45
9	+X	Masse	186,5	0,47	0,76	0,91	Si	0,20	0,76	Si	0,17	0,76	Si	1,29	3,06
10	+X	Masse	-186,5	0,56	0,54	1,17	No	0,19	0,54	Si	0,16	0,54	Si	0,98	2,33
11	+X	1° modo	186,5	0,71	0,81	1,10	Si	0,27	0,81	Si	0,23	0,81	Si	1,07	2,54
12	+X	1° modo	-186,5	0,81	0,76	1,38	No	0,25	0,76	Si	0,21	0,76	Si	0,97	2,33
13	-X	Masse	186,5	0,58	1,85	0,94	Si	0,25	1,03	Si	0,21	1,03	Si	1,93	3,26
14	-X	Masse	-186,5	0,57	0,95	0,98	Si	0,25	0,95	Si	0,20	0,95	Si	1,28	3,07
15	-X	1° modo	186,5	0,78	1,62	0,94	Si	0,33	1,32	Si	0,28	1,32	Si	1,55	3,29
16	-X	1° modo	-186,5	0,81	1,09	1,08	Si	0,32	1,09	Si	0,27	1,09	Si	1,17	2,81
17	+Y	Masse	314,0	0,87	0,38	1,80	No	0,23	0,38	Si	0,19	0,38	Si	0,62	1,47
18	+Y	Masse	-314,0	0,85	7,89	1,41	Si	0,27	1,41	Si	0,22	1,41	Si	2,13	3,51

19	+Y	1° modo	314,0	1,07	0,68	1,82	No	0,31	0,68	Si	0,26	0,68	Si	0,74	1,80
20	+Y	1° modo	-314,0	1,11	2,07	1,75	Si	0,33	0,88	Si	0,28	0,88	Si	1,62	2,09
21	-Y	Masse	314,0	0,87	0,44	1,79	No	0,23	0,44	Si	0,19	0,44	Si	0,67	1,60
22	-Y	Masse	-314,0	0,78	0,97	1,31	Si	0,26	0,97	Si	0,22	0,97	Si	1,14	2,78
23	-Y	1° modo	314,0	1,06	1,08	1,91	Si	0,30	0,60	Si	0,25	0,60	Si	1,01	1,64
24	-Y	1° modo	-314,0	1,06	2,45	1,62	Si	0,33	0,80	Si	0,27	0,80	Si	1,85	2,00

Tabella 7.06 Risultati delle analisi del modello push-over

Rispetto al modello svincolato ora si ha un miglioramento sensibile soprattutto in direzione X. Mentre prima le verifiche non soddisfatte in questa direzione erano tre, ora tutte le verifiche in X sono superate e la numero 12 che risulta la più gravosa raggiunge comunque un valore di α_u pari ad 1,02. In direzione Y la verifica più gravosa è invece la 19 con $\alpha_u=0,56$. Di seguito si analizza la risposta sismica della verifica più gravosa ovvero la numero 19, facendo attenzione alle modalità e alle tipologie di danno.

- Verifica 19

Sotto è riportata la curva *push-over* relativa all'analisi numero 19 che è divisa in 10 sottopassi e si interrompe in corrispondenza del valore $d=0,38$ cm (spostamento del punto di controllo), $V=288,780$ daN (taglio massimo alla base dell'edificio). La verifica è eseguita in direzione +Y, con eccentricità +314,0 cm e carico sismico proporzionale alle masse.

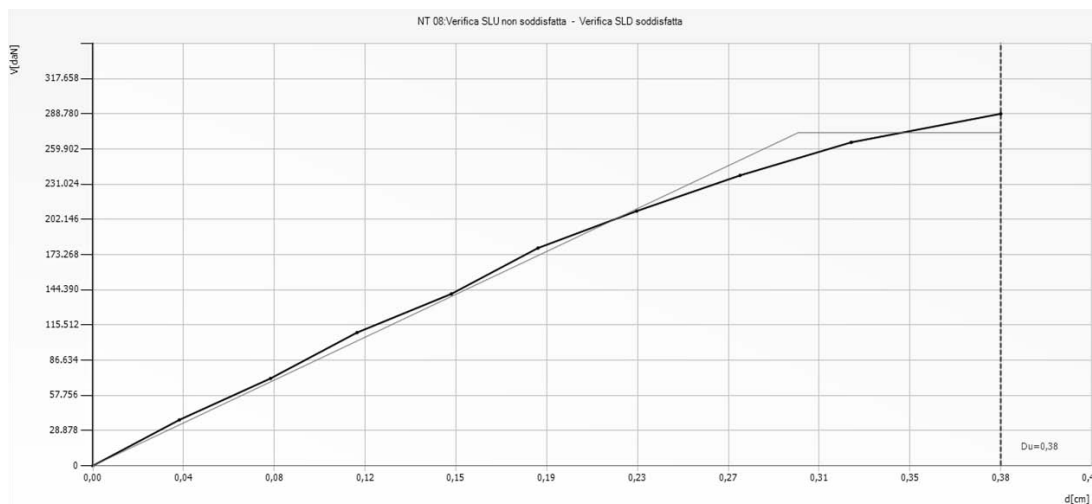


Figura 7.43 Verifica 19 – curva push-over

Per valutare invece lo stato di danneggiamento delle pareti più vulnerabili si riportano i prospetti delle seguenti pareti.

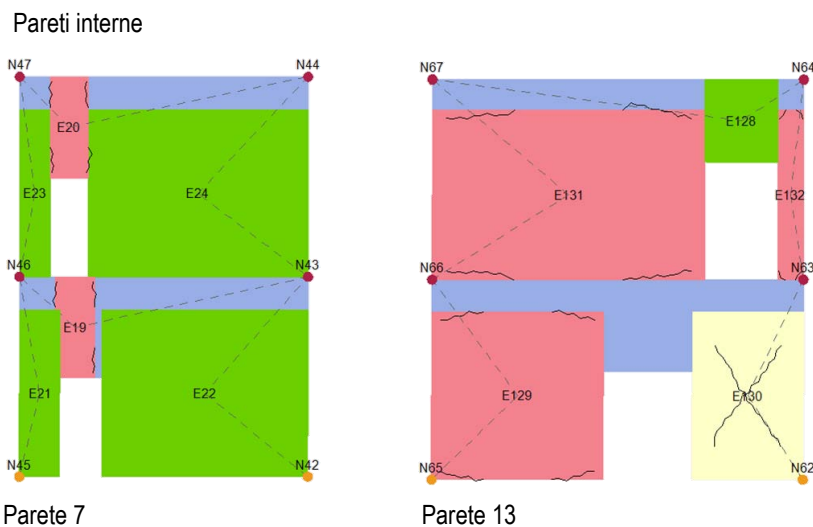


Figura 7.44 Verifica 19 – mesh al sottopasso 10

Si ha dunque la conferma che le vulnerabilità maggiori della struttura dipendono dall'incapacità dei setti resistenti in direzione Y di contrastare le sollecitazioni imposte dal sisma di progetto, infatti in questa direzione i pannelli murari sono in numero limitato e di dimensioni limitate soprattutto nei punti più distanti dei bracci appartenenti all'ala sud e nord. Per comprendere il comportamento reale della struttura, sarà proposto di seguito un modello che simula la presenza della porzione nord in calcestruzzo armato con vincoli cedevoli elasticamente e successivamente si cercherà di comprendere nelle fasi evolutive dei fabbricati i motivi di questa vulnerabilità in direzione Y.

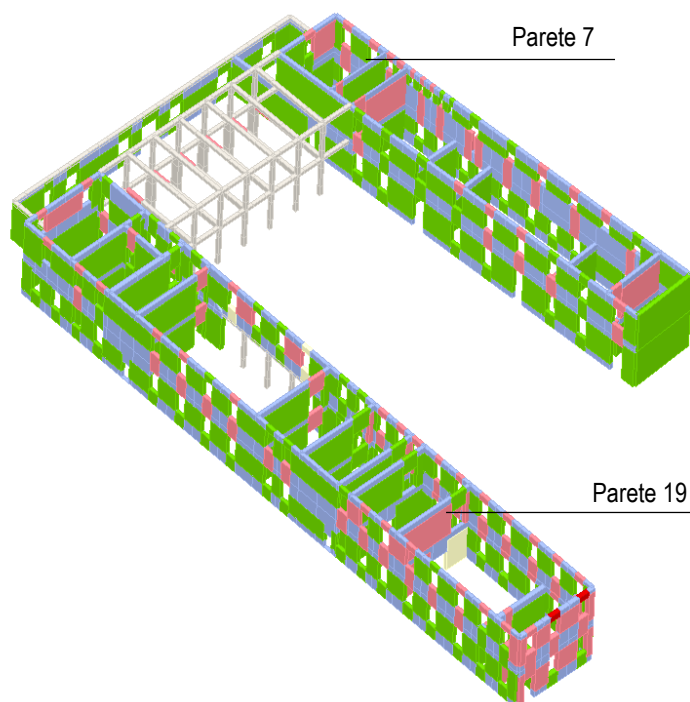


Figura 7.45 Verifica 19 – mesh al sottopasso 10, vista da sud-est

7.4.3 – Modello 3

Si considera ora di attribuire ai vincoli della parete 2 (N5 ed N6) un valore di rigidezza K finito, calcolato schematizzando la parete come una mensola incastrata al suolo.

È comunque necessario ricordare che in fase di calcolo la rigidezza attribuita ai vincoli non è quella calcolata qui sotto bensì viene ridotta di un ordine di grandezza.

Di seguito sono riportati i risultati significativi, che saranno poi la base per fare un ragionamento sul miglioramento sismico della struttura.

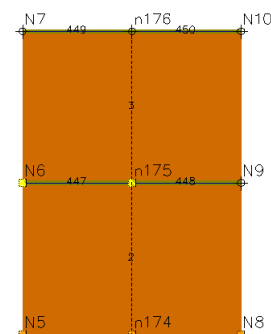


Figura 7.46 Parete 2 vincolata

Parete	Nodo	L [m]	S [m]	h[m]	J[m ⁴]	A[m ²]	K [N/m]	Direzione vincolo
2	5	6,39	0,30	4,25	6,523	1,917	124239828	Ux

Tabella 7.07 Parametri geometrici della parete e rigidezza dei vincoli cedevoli elasticamente

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD			SLO					
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	0,59	0,73	1,08	Si	0,23	0,73	Si	0,19	0,73	Si	1,10	2,61
2	+X	1° modo	0,0	0,91	0,96	1,27	Si	0,31	0,96	Si	0,26	0,96	Si	1,03	2,48
3	-X	Masse	0,0	0,60	1,02	0,98	Si	0,26	1,02	Si	0,22	1,02	Si	1,29	3,10
4	-X	1° modo	0,0	0,84	1,25	1,05	Si	0,34	1,25	Si	0,29	1,25	Si	1,24	2,99
5	+Y	Masse	0,0	0,83	0,65	1,40	No	0,26	0,65	Si	0,22	0,65	Si	0,87	2,08
6	+Y	1° modo	0,0	1,19	1,48	2,12	Si	0,33	1,26	Si	0,28	1,26	Si	1,19	2,63
7	-Y	Masse	0,0	0,87	0,59	1,51	No	0,26	0,59	Si	0,22	0,59	Si	0,80	1,90
8	-Y	1° modo	0,0	1,10	0,73	1,68	No	0,34	0,73	Si	0,28	0,73	Si	0,76	1,83
9	+X	Masse	186,5	0,58	0,87	1,02	Si	0,24	0,87	Si	0,20	0,87	Si	1,20	2,88
10	+X	Masse	-186,5	0,66	0,72	1,20	Si	0,22	0,72	Si	0,19	0,72	Si	1,05	2,51
11	+X	1° modo	186,5	0,87	1,37	1,14	Si	0,33	1,37	Si	0,27	1,05	Si	1,30	3,17
12	+X	1° modo	-186,5	0,96	0,86	1,43	No	0,30	0,86	Si	0,25	0,86	Si	0,94	2,27
13	-X	Masse	186,5	0,61	1,96	1,01	Si	0,26	1,42	Si	0,22	1,42	Si	1,91	3,79
14	-X	Masse	-186,5	0,65	0,96	1,03	Si	0,27	0,96	Si	0,22	0,96	Si	1,20	2,88
15	-X	1° modo	186,5	0,85	2,36	1,06	Si	0,34	1,26	Si	0,29	1,26	Si	1,88	2,99
16	-X	1° modo	-186,5	0,89	1,12	1,14	Si	0,34	1,02	Si	0,28	1,02	Si	1,14	2,56
17	+Y	Masse	314,0	0,91	0,56	1,68	No	0,26	0,56	Si	0,21	0,56	Si	0,75	1,79
18	+Y	Masse	-314,0	0,80	1,21	1,22	Si	0,29	1,21	Si	0,24	1,21	Si	1,28	3,14
19	+Y	1° modo	314,0	1,14	0,57	1,95	No	0,33	0,57	Si	0,27	0,57	Si	0,63	1,50
20	+Y	1° modo	-314,0	1,17	6,69	1,62	Si	0,37	1,25	Si	0,31	1,25	Si	1,85	2,58
21	-Y	Masse	314,0	0,93	0,44	1,81	No	0,25	0,44	Si	0,21	0,44	Si	0,64	1,52
22	-Y	Masse	-314,0	0,84	1,67	1,38	Si	0,27	0,78	Si	0,22	0,78	Si	1,60	2,31
23	-Y	1° modo	314,0	1,15	0,65	1,91	No	0,33	0,65	Si	0,28	0,65	Si	0,68	1,64
24	-Y	1° modo	-314,0	1,11	1,74	1,61	Si	0,35	0,78	Si	0,29	0,78	Si	1,39	1,90

Tabella 7.08 Risultati delle analisi del modello push-over

I risultati evidenziano che 8 delle 24 verifiche non sono soddisfatte, di queste 1 solamente in direzione X e le restanti in direzione Y. Il valore minimo dell'indice di collasso appartiene alla numero 19 ($\alpha_u=0,63$) caratterizzata da una distribuzione dei carichi proporzionale al primo modo di vibrare; in direzione X invece la verifica più penalizzante è la numero 12 con $\alpha_u=0,94$. Questi valori sono inferiori di circa il 6% rispetto al modello 2 e sono invece molto simili al caso in cui si consideri il modello svincolato. Si propongono ora i risultati della verifica 12 e 19 per comprendere quali

sono gli elementi più vulnerabili e ipotizzare, qualora necessario, degli interventi di miglioramento sismico.

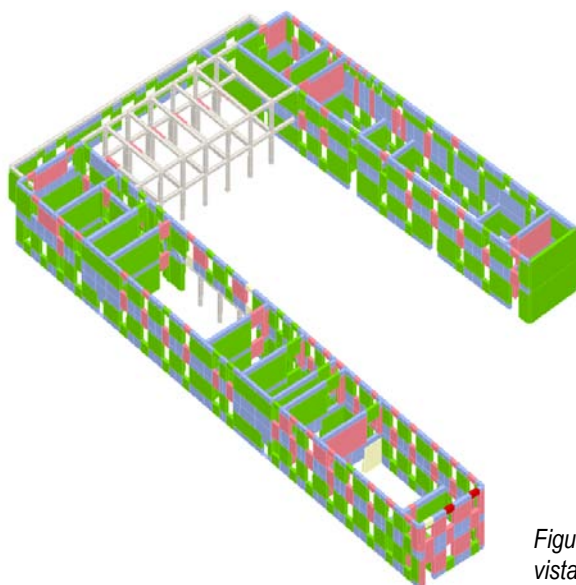


Figura 7.47 Verifica 19 – mesh al sottopasso 10, vista da sud-est

- Verifica 19

La curva *push-over* è suddivisa in 12 sottopassi e i valori dello spostamento ultimo e del taglio massimo alla base sono rispettivamente: 0,57 cm e 259,570 daN.

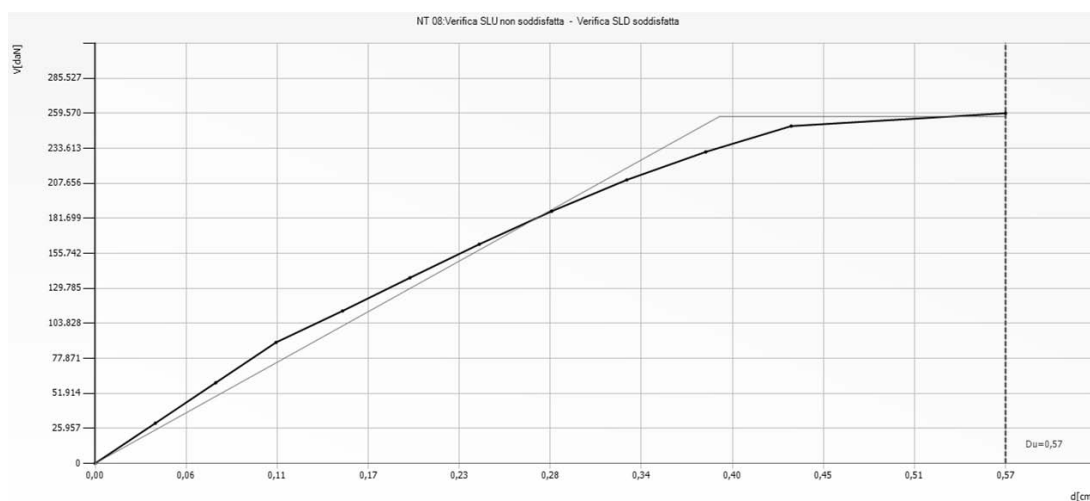


Figura 7.48 Verifica 19 – curva *push-over*

Le pareti che entrano in crisi per prime sono quelle dell'ala sud e di quella nord, mentre il telaio in calcestruzzo risponde adeguatamente alle sollecitazioni imposte. I setti esterni manifestano la plasticizzazione delle sole fasce di piano, i setti interni che sono invece disposti ortogonalmente (direzione resistente in Y) si lesionano diffusamente manifestando la perdita di capacità portante sia per pressoflessione che per taglio.

- Vulnerabilità Sismica

						TR _C			TR=cost	
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) 0	T [*] (TR) C	α (TR) PGA	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	226	712	0,317	1,40	0,90	2,60	0,32	0,640	0,88	0,629
SLD	226	75	3,013	0,63	0,90	2,60	0,32	1,435	0,94	1,501
SLO	226	45	5,022	0,52	0,90	2,60	0,32	1,730	0,96	1,849

Figura 7.49 Verifica 19 – Tabella riassuntiva dei risultati della verifica push-over

- Verifica 12

La curva *push-over* è suddivisa in 25 sottopassi e i valori dello spostamento ultimo e del taglio massimo alla base sono rispettivamente: 0,86 cm e 296,870 daN, e la curva capacità che ne risulta è la seguente.

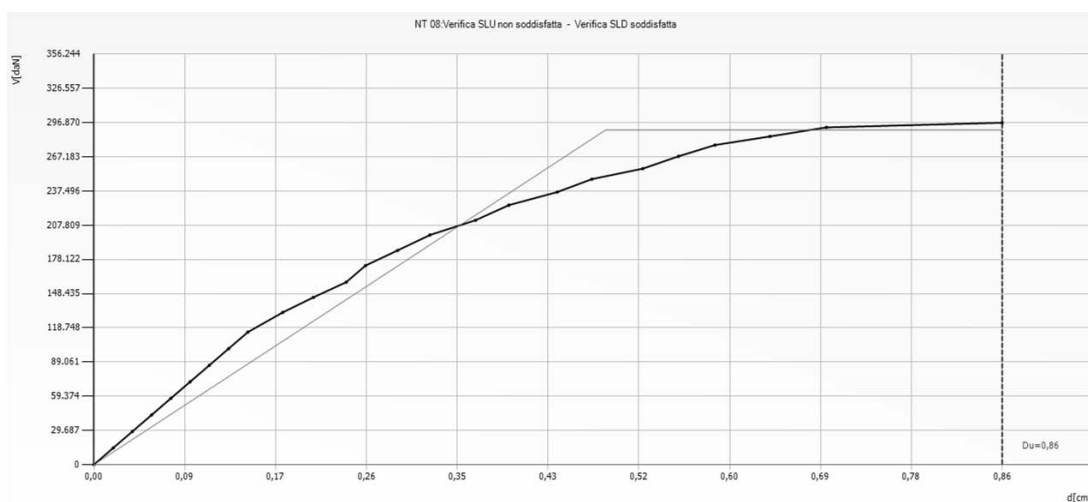


Figura 7.50 Verifica 12 – curva push-over

Di seguito vengono restituite le pareti più danneggiate, ovvero quelle esterne corrispondenti all'ala sud. A pagina successiva invece si trova la tabella riassuntiva per i diversi stati limite in termini di periodo di ritorno e accelerazione di picco al suolo.

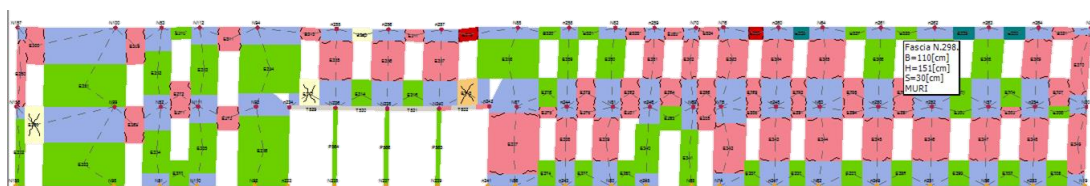


Figura 7.51 Verifica 12 – mesh al sottopasso 23, parete 30

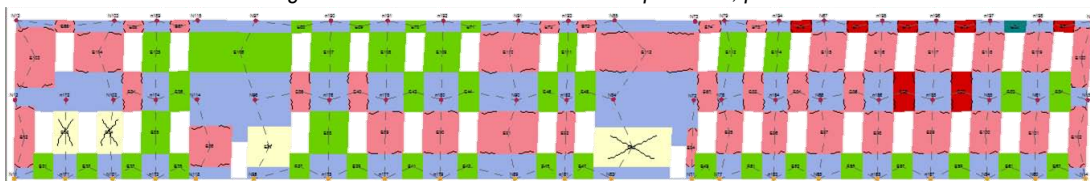


Figura 7.52 Verifica 12 – mesh al sottopasso 23, parete 7

Le rotture principali sono dovute a fenomeni di pressoflessione e taglio in alcune fasce di piano.

	Vulnerabilità Sismica							TR=cost		
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) ₀	T _C ^{*(TR)}	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	659	712	0,926	1,40	1,30	2,66	0,35	0,925	1,32	0,939
SLD	659	75	8,787	0,63	1,30	2,66	0,35	2,075	1,42	2,265
SLO	659	45	14,644	0,52	1,30	2,66	0,35	2,501	1,46	2,815

Figura 7.53 Verifica 12 – Tabella riassuntiva dei risultati della verifica push-over

7.5 Evoluzione del comportamento strutturale dal 1906 ad oggi

7.5.1 La caserma nel 1906

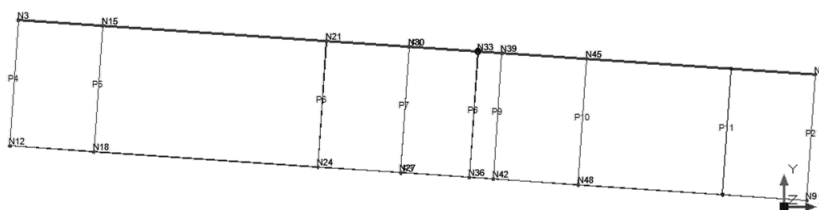


Figura 7.54 Schema strutturale 3Muri, 1906

Con lo scopo di compensare la mancanza di indagini conoscitive svolte sul campo, è fondamentale studiare l'evoluzione storica del comportamento strutturale del complesso, in maniera da individuare possibili criticità. La struttura è realizzata in muratura di mattoni pieni e malta di calce con orizzontamenti in legno: la forma è quella di un rettangolo con un lato molto più lungo rispetto all'altro e corrisponde all'odierna ala sud del complesso.

Nonostante la regolarità in pianta è già possibile ipotizzare che la risposta sismica sarà influenzata dal rapporto tra i lati che risulta essere elevato (circa 1:5) e dai setti resistenti in direzione Y che non sono distribuiti a distanza regolare per realizzare un efficace sistema di controventamento.

In direzione X sono presenti due lunghi setti scanditi da aperture allineate su due livelli. In direzione Y, invece, ci sono una serie di pannelli di controvento che però sono insufficienti per un buona risposta sismica. I risultati delle 24 analisi *push-over* sono riportati di seguito e mostrano la risposta globale dell'edificio ai diversi Stati Limite (SLV-SLD-SLO). Rispetto allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita tutte le verifiche sono soddisfatte ad eccezione della numero 18, 20 e 24 che sono eseguite in direzione +Y.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD			SLO					
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	1,23	2,45	2,20	Si	0,35	1,64	Si	0,29	1,55	Si	1,36	3,16
2	+X	1° modo	0,0	1,62	2,71	2,43	Si	0,52	1,77	Si	0,43	1,62	Si	1,23	2,74
3	-X	Masse	0,0	1,22	3,75	1,72	Si	0,38	2,42	Si	0,32	2,11	Si	1,74	4,04
4	-X	1° modo	0,0	1,55	7,09	2,72	Si	0,50	2,61	Si	0,39	2,61	Si	1,10	2,56
5	+Y	Masse	0,0	0,96	3,09	2,03	Si	0,26	0,43	Si	0,22	0,43	Si	1,48	1,40
6	+Y	1° modo	0,0	1,07	2,60	2,28	Si	0,30	0,39	Si	0,25	0,39	Si	1,31	1,19
7	-Y	Masse	0,0	0,99	5,21	2,60	Si	0,27	5,22	Si	0,21	5,22	Si	1,15	2,68
8	-Y	1° modo	0,0	1,12	4,47	3,04	No	0,34	0,43	Si	0,25	0,43	Si	0,99	1,19
9	+X	Masse	56,5	1,11	2,10	2,10	Si	0,31	1,78	Si	0,25	1,48	Si	1,43	3,32
10	+X	Masse	-56,5	1,24	2,32	2,31	Si	0,34	1,47	Si	0,29	1,47	Si	1,30	2,92
11	+X	1° modo	56,5	1,56	2,42	2,34	Si	0,49	1,61	Si	0,41	1,50	Si	1,28	2,60
12	+X	1° modo	-56,5	1,73	2,58	2,51	Si	0,58	1,97	Si	0,47	1,82	Si	1,19	2,77
13	-X	Masse	56,5	1,49	9,27	2,03	Si	0,48	4,09	Si	0,40	2,51	Si	1,48	3,43
14	-X	Masse	-56,5	1,04	4,21	1,53	Si	0,33	1,98	Si	0,28	1,98	Si	1,96	4,08
15	-X	1° modo	56,5	1,56	3,13	2,41	Si	0,49	2,93	Si	0,41	2,81	Si	1,25	2,90
16	-X	1° modo	-56,5	1,23	3,23	2,11	Si	0,35	1,42	Si	0,30	1,42	Si	1,43	2,83
17	+Y	Masse	253,1	0,89	3,46	1,72	Si	0,26	3,20	Si	0,22	3,20	Si	1,75	4,05
18	+Y	Masse	-253,1	1,02	0,35	2,36	No	0,27	0,35	Si	0,22	0,35	Si	0,49	1,17
19	+Y	1° modo	253,1	1,00	3,23	1,83	Si	0,30	0,63	Si	0,25	0,63	Si	1,64	1,75
20	+Y	1° modo	-253,1	1,12	0,39	2,39	No	0,32	0,39	Si	0,26	0,39	Si	0,48	1,14
21	-Y	Masse	253,1	0,94	4,44	2,29	Si	0,24	0,46	Si	0,20	0,46	Si	1,31	1,47
22	-Y	Masse	-253,1	1,13	6,35	2,83	Si	0,34	5,98	Si	0,25	5,98	Si	1,06	2,46
23	-Y	1° modo	253,1	1,07	4,25	2,59	Si	0,30	0,60	Si	0,23	0,60	Si	1,16	1,61
24	-Y	1° modo	-253,1	1,15	4,97	3,39	No	0,36	0,41	Si	0,26	0,41	Si	0,89	1,10

Tabella 7.09 Risultati delle analisi del modello push-over

Il comportamento globale della struttura in risposta alle 24 è buono poiché solo 4 verifiche non sono soddisfatte in direzione Y, soprattutto a causa della regolarità planimetrica e altimetrica dei setti resistenti e alla scansione regolare delle aperture. La verifica più gravosa è la numero 20 in direzione +Y caratterizzata da un indice di collasso pari a 0,48. Quindi in questa configurazione la struttura è in grado di resistere prima di collassare ad una azione di progetto pari al 48% di quella prevista dalla

normativa vigente per un edificio adeguato. In questo caso il carico è proporzionale al primo modo di vibrare e l'eccentricità è pari a -253,1 cm. Le fasce di piano e gli elementi rigidi non subiscono lesioni gravi, mentre praticamente tutte le fasce di piano si lesionano per pressoflessione e alcune manifestano rottura per trazione.

Di seguito si riportano i valori dei parametri ottenuti dall'analisi più gravosa (la numero 20 calcolata rispetto al nodo di controllo 33).

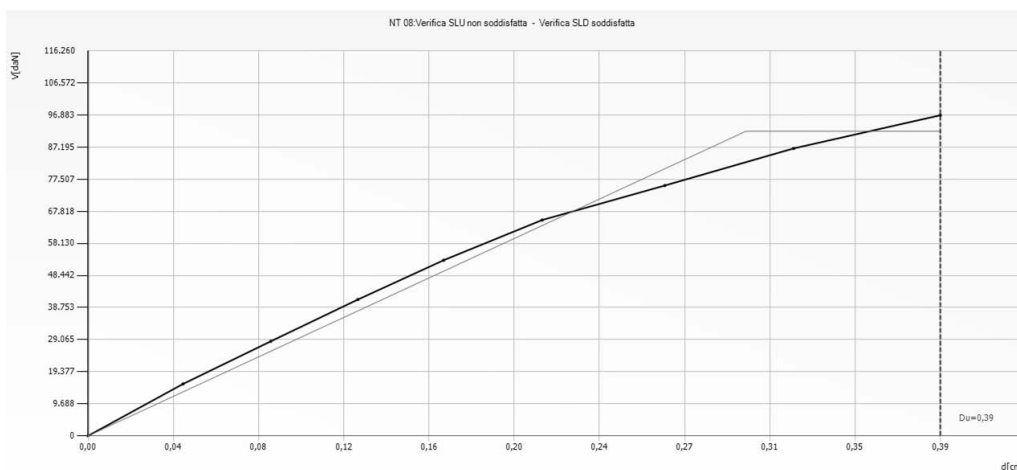


Figura 7.55 Verifica 20 – curva push-over

Vulnerabilità Sismica

	TR _C			TR=cost						
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) 0	T [*] (TR) C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	116	712	0,163	1,40	0,72	2,50	0,30	0,515	0,68	0,482
SLD	116	75	1,547	0,63	0,72	2,50	0,30	1,155	0,71	1,141
SLO	116	45	2,578	0,52	0,72	2,50	0,30	1,392	0,72	1,396

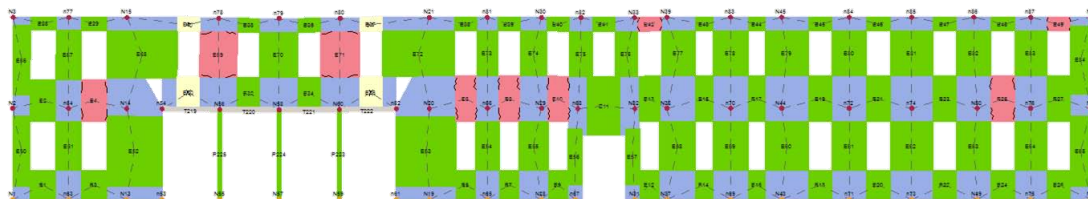
Figura 7.56 Verifica 20 – Tabella riassuntiva dei risultati della verifica push-over

I parametri di analisi corrispondenti sono:

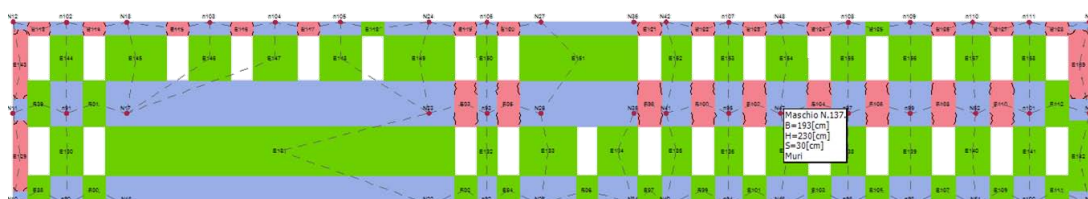
- Periodo del sistema equivalente $T^* = 0,268$ s
- Massa del sistema equivalente $M^* = 553.040,61$ kg
- Massa totale $W = 872.152,12$ kg
- Fattore di partecipazione modale [C.7.3.5] $\Gamma = 1,08$
- Fattore di plasticizzazione del sistema equivalente $F^*y = 84.923$
- [C.7.3.5]
- Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.5] $d_y^* = 0,28$
- Spostamento ultimo del sistema equivalente $d_u^* = 0,36$

Pareti esterne:

Verifica 20 – mesh al sottopasso 9, parete 1

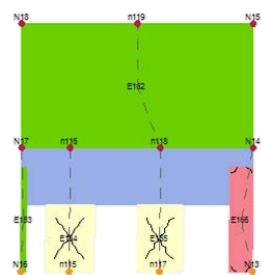


Verifica 20 – mesh al sottopasso 9, parete 3



Pareti interne:

Parete 5



Parete 6

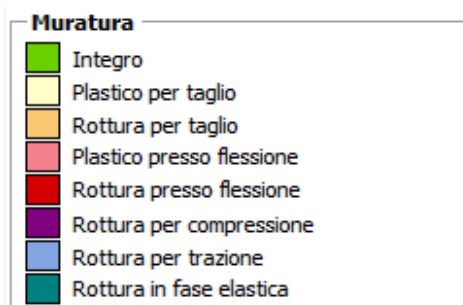
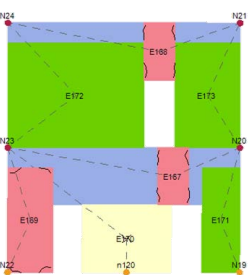


Figura 7.57 Verifica 20 – mesh al sottopasso 9

Nonostante questo corpo di fabbrica si presenti regolare sia in pianta che in alzata, si ha che la dimensione in X è molto superiore rispetto a quella in Y e inoltre i setti resistenti in quest'ultima direzione sono in numero limitato e fortemente forati per assorbire le sollecitazioni di progetto. Per queste ragioni in caso di sisma, il superamento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita sarà dovuto alla perdita di capacità portante della maggior parte degli elementi murari resistenti in direzione Y.

7.5.2 L'ampliamento del 1939

Con l'ampliamento del 1939, al volume preesistente è stato annesso un corpo di fabbrica a due piani con struttura in calcestruzzo armato (ala ovest) e un blocco ad un solo piano in muratura (ala nord), che fu sopraelevato negli anni '60.

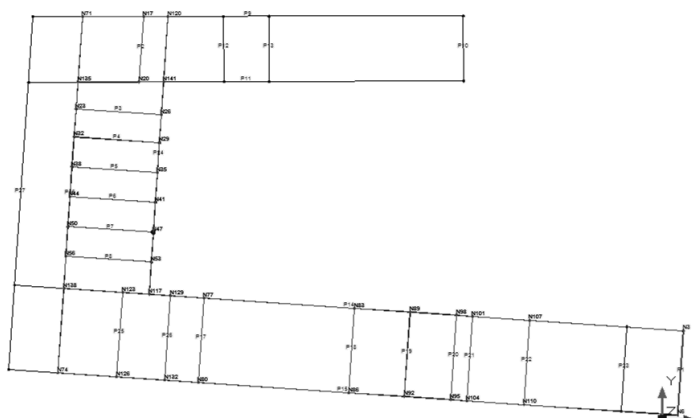


Figura 7.58 Schema strutturale 3Muri, 1939

Per le caratteristiche di travi, pilastri, elementi portanti in muratura e orizzontamenti valgono le considerazioni fatte sopra e nei capitoli precedenti. Le modifiche principali apportate alla preesistenza riguardano la costruzione di una nuova scala e la demolizione di un setto (resistente lungo Y), inoltre sono state realizzate una serie di forature per aprire nuove finestre sul prospetto sud e est che dunque hanno notevolmente modificato il comportamento strutturale rispetto al modello precedente. Questo ampliamento dovuto alla necessità pratica di soddisfare la richiesta di nuovi spazi definisce un complesso asimmetrico e irregolare la cui forma risulta dalle caratteristiche geometriche del lotto e dalla necessità di avere un'ampia corte interna libera.

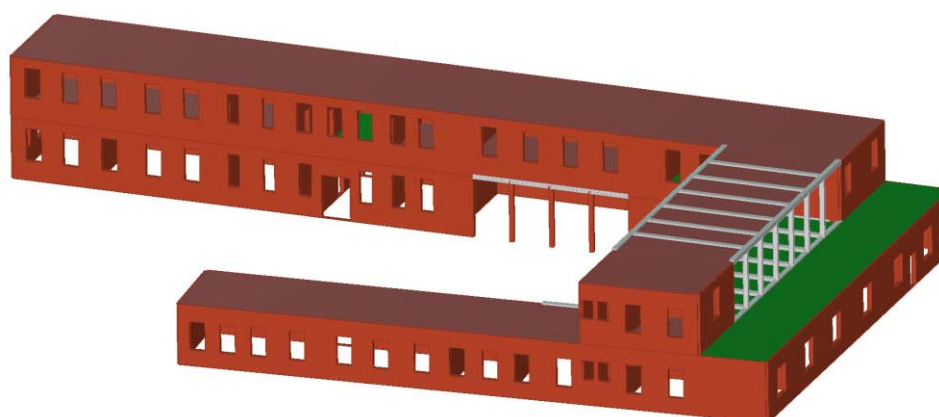


Figura 7.59 Vista 3d dell'edificio prima della creazione della mesh. Orientamento nord

Di seguito sono riportati i risultati delle 24 verifiche eseguite con il programma 3Muri.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD			SLO					
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	0,82	2,10	1,28	Si	0,27	1,17	Si	0,22	1,17	Si	1,84	3,02
2	+X	1° modo	0,0	1,21	3,29	1,67	Si	0,36	0,93	Si	0,30	0,93	Si	1,80	2,04
3	-X	Masse	0,0	0,78	1,76	1,07	Si	0,31	1,19	Si	0,26	1,19	Si	1,59	3,02
4	-X	1° modo	0,0	1,13	2,34	1,22	Si	0,41	1,33	Si	0,34	1,33	Si	1,64	2,67
5	+Y	Masse	0,0	0,79	0,39	1,56	No	0,22	0,39	Si	0,19	0,39	Si	0,69	1,62
6	+Y	1° modo	0,0	0,99	0,42	1,76	No	0,28	0,42	Si	0,23	0,42	Si	0,60	1,41
7	-Y	Masse	0,0	0,75	0,71	1,50	No	0,22	0,43	Si	0,18	0,43	Si	0,97	1,77
8	-Y	1° modo	0,0	0,96	1,13	1,57	Si	0,29	1,13	Si	0,24	1,13	Si	1,12	2,77
9	+X	Masse	186,4	0,85	3,04	1,32	Si	0,27	1,02	Si	0,23	1,02	Si	2,27	2,69
10	+X	Masse	-186,4	0,81	1,40	1,32	Si	0,25	0,99	Si	0,21	0,99	Si	1,40	2,73
11	+X	1° modo	186,4	1,24	5,15	1,67	Si	0,37	0,89	Si	0,31	0,89	Si	1,80	1,94
12	+X	1° modo	-186,4	1,20	1,62	1,66	Si	0,35	0,74	Si	0,30	0,74	Si	1,24	1,77
13	-X	Masse	186,4	0,84	3,33	1,12	Si	0,32	1,45	Si	0,27	1,45	Si	2,48	3,33
14	-X	Masse	-186,4	0,77	1,35	1,11	Si	0,29	1,04	Si	0,24	1,04	Si	1,36	2,80
15	-X	1° modo	186,4	0,00	0,00	0,00	No	0,00	0,00	No	0,77	6,34	Si	0,00	0,00
16	-X	1° modo	-186,4	1,11	1,82	1,27	Si	0,39	1,14	Si	0,33	1,14	Si	1,38	2,43
17	+Y	Masse	315,1	0,86	0,28	2,17	No	0,20	0,28	Si	0,17	0,28	Si	0,52	1,22
18	+Y	Masse	-315,1	0,77	0,51	1,43	No	0,23	0,51	Si	0,19	0,51	Si	0,80	1,88
19	+Y	1° modo	315,1	1,06	0,27	2,46	No	0,27	0,27	No	0,22	0,27	Si	0,43	1,00
20	+Y	1° modo	-315,1	0,92	0,68	1,34	No	0,31	0,68	Si	0,26	0,68	Si	0,84	1,99
21	-Y	Masse	315,1	0,77	0,67	1,76	No	0,20	0,67	Si	0,16	0,67	Si	0,92	2,25
22	-Y	Masse	-315,1	0,78	6,72	1,42	Si	0,24	0,85	Si	0,20	0,85	Si	2,12	2,57
23	-Y	1° modo	315,1	0,97	1,05	1,89	Si	0,26	1,05	Si	0,22	1,05	Si	1,06	2,66
24	-Y	1° modo	-315,1	0,99	15,50	1,47	Si	0,32	1,00	Si	0,26	1,00	Si	2,04	2,46

Tabella 7.10 Risultati delle analisi del modello push-over

Il comportamento globale della struttura in risposta alle 24 analisi *push-over* è diverso rispetto alla situazione del 1906 .

La verifica più gravosa è la numero 19 in direzione +Y caratterizzata da un indice di collasso pari a 0,43. Quindi in questa configurazione la struttura è in grado di resistere prima di collassare ad una azione di progetto pari al 43% di quella prevista dalla normativa vigente, sono invece verificate quelle allo SLD (ad eccezione della n°19) e

SLO. In questo caso il carico è proporzionale al primo modo di vibrare e l'eccentricità è pari a 315,1 cm.

Rispetto al caso precedente sono 9 le verifiche non soddisfatte, tutte in direzione +Y ad esclusione della numero 15 e qui sono proposti i risultati dell'analisi più gravosa.

- Verifica 19

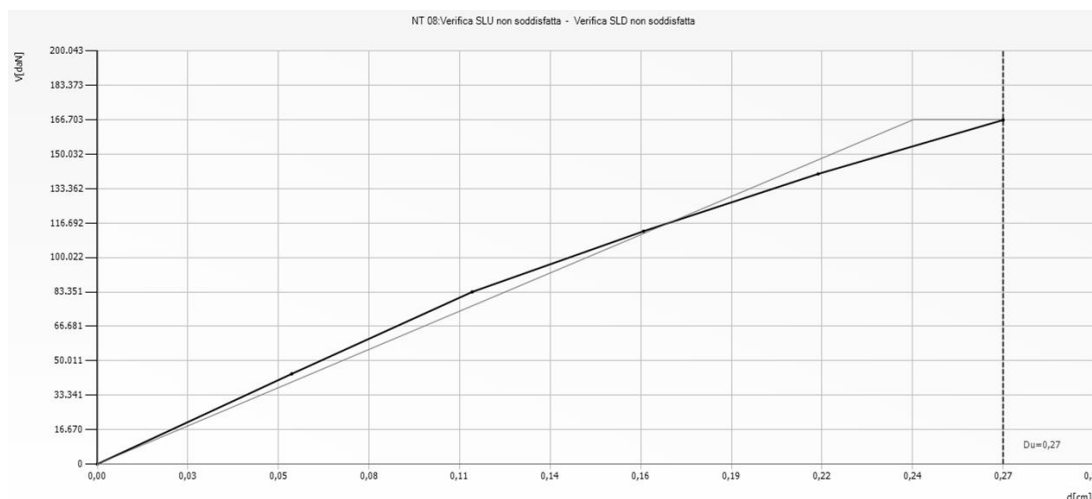


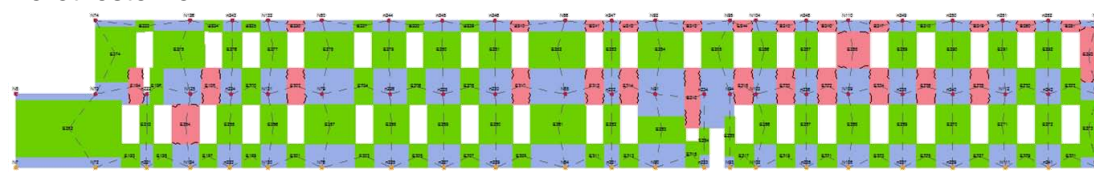
Figura 7.60 Verifica 19 – curva push-over

I parametri principali della verifica sono:

Periodo del sistema equivalente	$T^* = 0,228 \text{ s}$
Massa del sistema equivalente	$M^* = 869.285,59 \text{ kg}$
Massa totale	$W = 1.753.201,09 \text{ kg}$
Fattore di partecipazione modale [C.7.3.5]	$\Gamma = 1,25$
Fattore di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.5]	$F^*_y = 133.749$
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.5]	$d_y^* = 0,20$
Spostamento ultimo del sistema equivalente	$d_u^* = 0,22$

La risposta globale è contrassegnata da un'intrinseca debolezza dei setti resistenti in direzione Y (pareti interne), le quali subiscono plasticizzazione per pressoflessione o taglio. Si manifesta invece un buon comportamento nella direzione opposta X (pareti esterne).

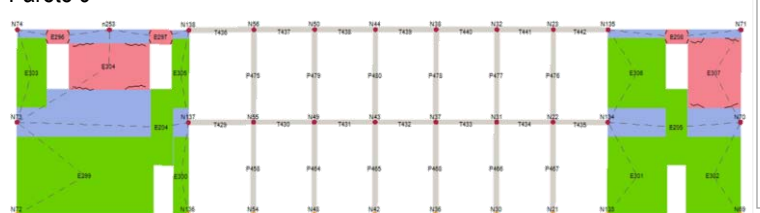
Pereti esterne:



Parete 15



Parete 9



Muratura	
■ Verde	Integro
■ Giallo	Plastico per taglio
■ Arancione	Rottura per taglio
■ Rosso	Plastico presso flessione
■ Viola	Rottura presso flessione
■ Blu	Rottura per trazione
■ Turchese	Rottura in fase elastica

Parete 16

Pereti interne:



Parete 26

Parete 22

Parete 25

Figura 7.61 Verifica 19 – ultimo sottopasso

Si può osservare che raggiunto lo spostamento ultimo la struttura comunque mantiene integri molti maschi murari appartenenti ai setti di dimensione maggiore, mentre alcuni (di ridotte dimensioni) raggiungono la plasticità per pressoflessione o per taglio.

La verifica più gravosa in direzione X è, invece, la numero 12, caratterizzata da un carico sismico proporzionale al primo modo di vibrare e una eccentricità di -186,4 cm. Il valore dell'indice di collasso è invece superiore ad 1 ($\alpha_u=1,24$), quindi sufficiente a considerare la struttura adeguata in questa direzione.

7.5.3 Analisi critica dei risultati ottenuti

Di seguito sono riportati i modelli 3Muri nella configurazione a rottura ovvero in corrispondenza dello step di carico successivo all'ultimo passo della verifica *push-over*. Come si vede dalla comparazione tra il modello del 1906 e del 1939, la parte

aggiunta nel 1939 contribuisce alla realizzazione di una sorta di vincolo in direzione Y, nel punto di collegamento tra la preesistenza e la parte nuova che inibisce qualsiasi fenomeno di rottura in questa posizione. Contemporaneamente si ha, però, un trasferimento degli sforzi nella parte est del blocco preesistente, che determina la rottura per taglio di alcuni maschi murari in direzione X e la rottura o la plasticizzazione della maggior parte dei setti in direzione Y.

In Y le pareti si lesionano maggiormente rispetto a quelle disposte ortogonalmente: le prime infatti si presentano in numero limitato, di dimensioni ridotte e talvolta sono anche caratterizzate da ampie forature che peggiorano la risposta sismica; le seconde, invece, sono lunghe anche più di 40 metri e si oppongono efficacemente alla forza instabilizzante del sisma in direzione X.

Qui sotto sono proposti i due modelli tridimensionali relativi al 1906 e al 1939, è evidente come la risposta sia cambiata in maniera sostanziale nel corso degli anni facendo traslare la zona con maggiori criticità da sinistra verso destra (vedi immagine sotto).

L'area più vulnerabile rimane nel corpo di fabbrica più antico (1906) il quale configurandosi in pianta come un rettangolo molto lungo e stretto manifesta le maggiori criticità. L'estremo più distante che non è vincolato tende infatti ad essere soggetto a fenomeni torcenti che provocano la rottura di numerosi elementi portanti.

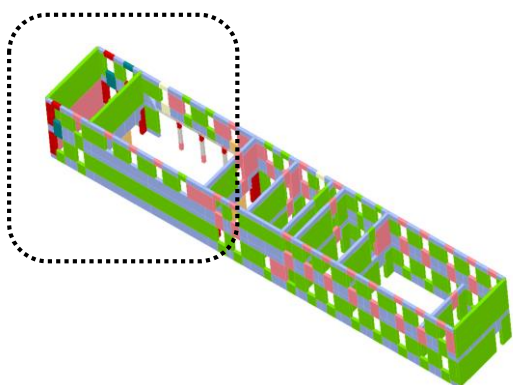


Figura 7.62 Vista 3d dell'edificio a rottura, 1906

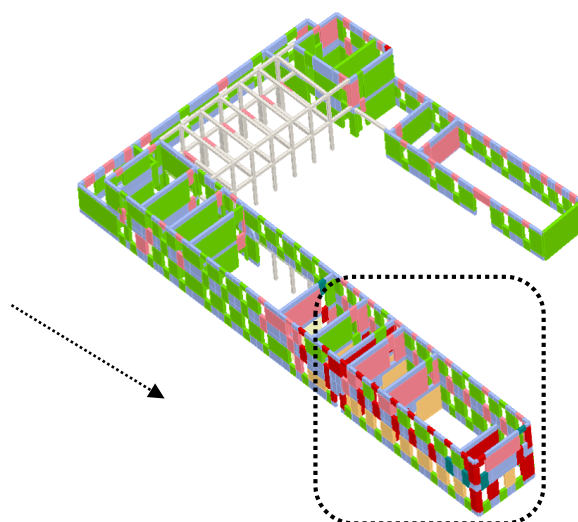


Figura 7.63 Vista 3d dell'edificio a rottura, 1939

Se ci si limita a fare un confronto tra gli indici di collasso, in direzione Y, si può notare che nel primo caso $\alpha_u=0,48$ mentre nel secondo $\alpha_u=0,43$ quindi la risposta è leggermente peggiorata poiché ci si è allontanati dal valore 1 che corrisponde ad un livello adeguato di sicurezza. La necessità di creare nuove camerate a disposizione

dei VVF imponeva di realizzare grandi vani completamente liberi da setti di controvento, infatti si può notare come la parte aggiunta non abbia praticamente setti resistenti lungo Y.

In direzione X, invece, la verifica più gravosa per il primo modello è la numero 4 con un indice di collasso pari ad $\alpha_u=1,10$, nel secondo, invece, è la numero 12 e α_u è pari a 1,24. Entrambe le verifiche sono quindi ampiamente soddisfatte poiché l'indice di collasso è maggiore di 1 ma, a differenza di prima, si ha un miglioramento della risposta sismica in questa direzione a causa dell'aggiunta di setti resistenti in questa direzione.

Da questa prima parte di analisi si può dedurre che il progetto del 1939 è stato condotto senza una reale valutazione dei cambiamenti nel comportamento strutturale della costruzione, ma con lo scopo, piuttosto, di soddisfare l'esigenza di ambienti più ampi, sfruttando al massimo lo spazio libero nel lotto e lasciando vuota la corte centrale per esigenze pratiche e logistiche dei VVF.

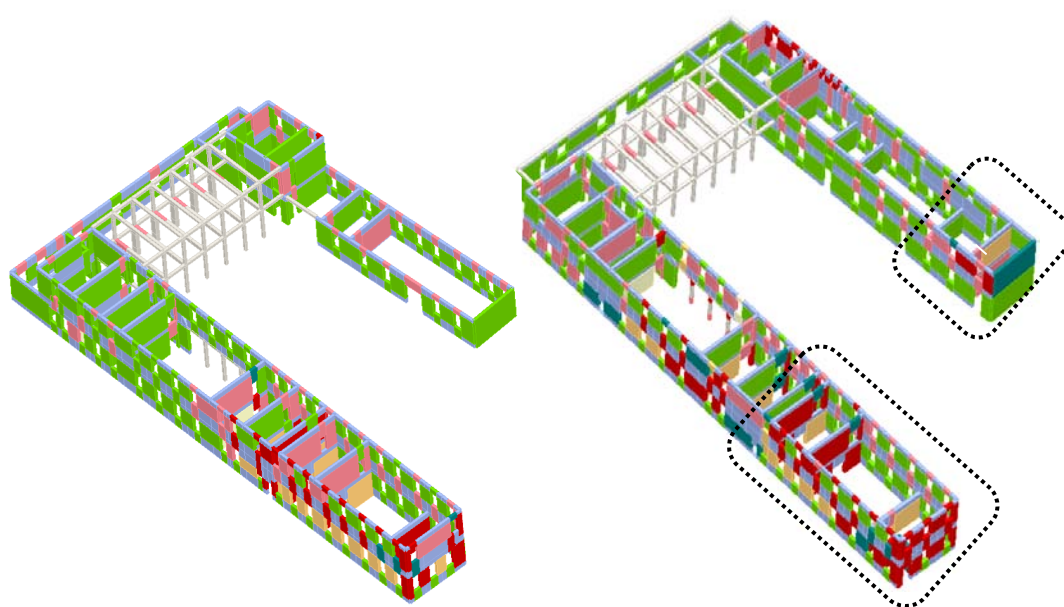


Figura 7.64 Vista 3d dell'edificio a rottura, 1939

Figura 7.65 Vista 3d dell'edificio a rottura, 1964

Con la sopraelevazione realizzata nel 1964 e il collegamento all'ala nord di una nuova struttura ad un solo piano in calcestruzzo armato cambia nuovamente la risposta globale. Quest'ultima struttura è stata schematizzata nel modello con l'inserimento di due vincoli cedevoli elasticamente di rigidità proporzionale a quella di una mensola incastrata al suolo e sono stati inseriti nel punto di collegamento in cui la porzione in muratura incontra quella in calcestruzzo.

Come si può vedere dal confronto tra i due modelli riportati sopra (1939-1964), il comportamento strutturale è cambiato in seguito alla sopraelevazione degli anni '60. Se ci si limita a fare un confronto dei risultati rispetto all'indice di collasso nei confronti verifica più critica si nota che in direzione Y si ha un incremento di α_u che da valori prossimi a 0,40 passa a 0,63, invece in direzione X, $\alpha_u=0,94$.

Questo significa che la risposta strutturale non è migliorata in direzione X infatti l'indice di collasso è inferiore circa del 20% rispetto ai precedenti due casi; nella direzione ortogonale invece la risposta è migliorata in seguito all'aggiunta di nuovi setti resistenti in grado di contrastare maggiormente l'azione sismica di progetto.

Gli elementi che prima giungono a rottura in direzione Y sono i setti dell'ala sud e nord più distanti dal vincolo irrigidente rappresentato dalla struttura a due piani a telaio in c.a., e questo perché le porzioni più distanti non sono vincolate e risentono di un'amplificazione delle sollecitazioni orizzontali agenti. In direzione X, invece, si danneggiano gravemente a taglio e pressoflessione molte fasce di piano e maschi murari appartenenti alla porzione est del corpo sud. Il ragionamento che qui viene fatto per il modello rappresentante la situazione del 1964 vale anche per lo stato di fatto attuale dal momento che negli ultimi 50 anni non sono state fatte modifiche strutturali radicali ma sono state solamente realizzate alcune tamponature che, tuttavia, si è deciso di non modellare poiché se il tamponamento è male ammorsato alla muratura non garantisce un effettivo miglioramento della risposta sismica della parete.

Di seguito viene proposto un confronto tra alcune delle pareti più deboli appartenenti all'ala sud.

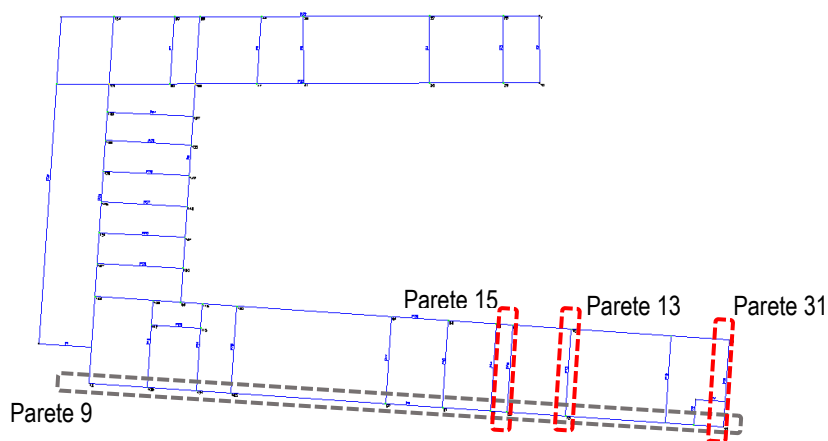
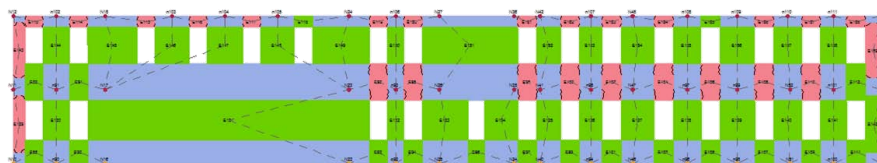
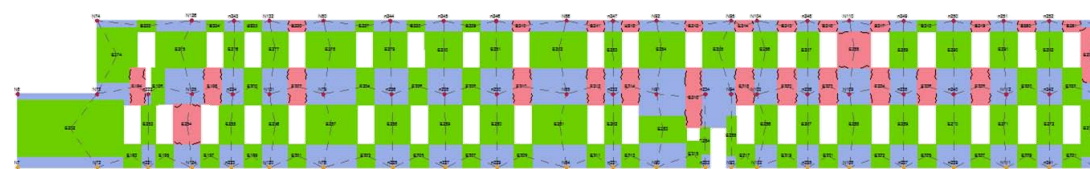


Figura 7.66 Indicazione dei pannelli murari a confronto

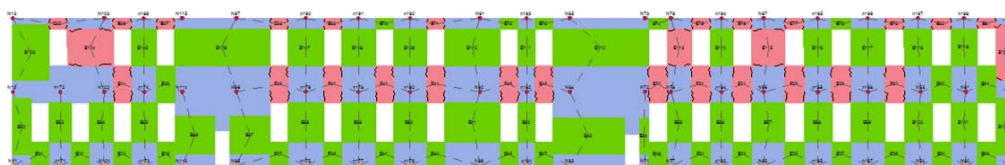
Parete 9, dir. X



1906

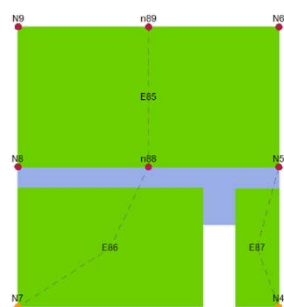


1939

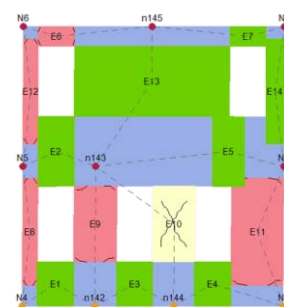


1964

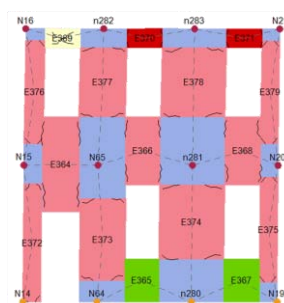
Parete 31, dir. Y



1906

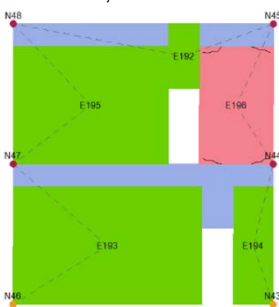


1939



1964

Parete 13, dir. Y



Parete 15, dir. Y

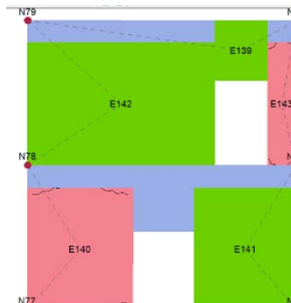
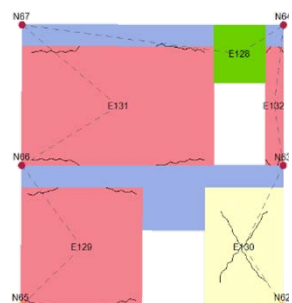
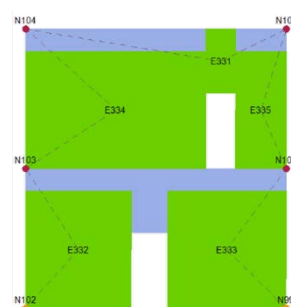
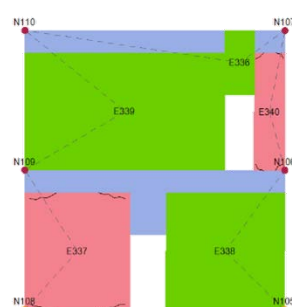
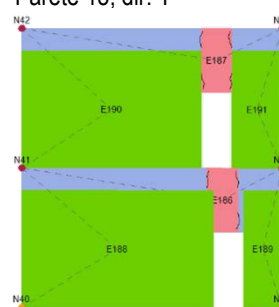


Figura 7.67 Confronto dello stato di danno tra le medesime pareti nel 1906, 1939 e 1962, si fa riferimento all'ultimo step della curva di capacità)

Come si può vedere dalle immagini riportate a lato è evidente il diverso grado di danneggiamento nei confronti di medesime sollecitazioni sismiche. Se in direzione X il comportamento rimane sostanzialmente omogeneo in tutte le fasi storiche (si verificano nella maggior parte dei casi plasticizzazioni per pressoflessione delle fasce di piano), in direzione Y la risposta cambia soprattutto per la parete 31 e 13. Tanto maggiore è la superficie forata di un pannello resistente, tanto più elevata sarà la vulnerabilità dello stesso a causa della riduzione degli elementi che sono effettivamente in grado di sopportare le sollecitazioni indotte.

7.6 Considerazioni finali

Secondo quanto disposto dalle Linee Guida, i soli interventi consentiti sui beni culturali tutelati sono di miglioramento sismico, ovvero azioni finalizzate a garantire un maggior livello di sicurezza rispetto a quello iniziale ma comunque inferiore rispetto al minimo imposto dalla Normativa per edifici adeguati. È importante interpretare i risultati ottenuti dalle verifiche 3Muri e fornire una stima dell'indice di sicurezza, che si ricava dal rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SL= SLV, SLD, SLO) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$. Ci si riferisce di seguito allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita che è quello più importante da monitorare.

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} = \frac{T_{SLV}}{712}$$

Se il valore di questo indice è maggiore o uguale a 1 allora si può considerare il manufatto in condizioni di sicurezza rispetto ai valori assunti come riferimento per la vita nominale e d'uso.

La valutazione del miglioramento sismico può essere riferita anche alla vita nominale dell'opera (V_N) quindi è necessario calcolarne il valore per constatare le differenze che occorrono tra i modelli analizzati finora.

La vita nominale si calcola con la seguente formula e la si confronta poi con i valori minimi richiesti dalla normativa vigente.

$$V_N = -\frac{T_{SLV}}{C_U} \cdot \ln(1 - P_{VR})$$

Dove:

- T_{SLV} è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita;

- P_{VR} è la probabilità di superamento relativa allo stato limite considerato (10% = 0,10 per lo SLV);
- C_U è il coefficiente d'uso relativo alla classe d'uso ($C_U=1,5$ per edifici in classe III).

Il valore T_{SLV} dell'azione sismica di progetto è calcolato direttamente dal programma 3Muri e i risultati riportati sotto si riferiscono all'analisi con il minimo valore dell'indicatore del rischio di collasso α_u .

Le analisi globali condotte con il programma 3Muri sulla Loggia Amulea hanno permesso di ricavare ai seguenti risultati.

Loggia				
	Modello 1 (non vincolato)	Modello 3 (vincoli cedevoli)		Modello 2 (vincolato)
LC	limitato	limitato	adeguato	limitato
Analisi (X)	13	13	9	10
α_u	50%	51%	56%	67%
T_{SLV} (anni)	148	158	191	288
I_{SLV}	0,21	0,22	0,27	0,40
V_N (anni)	10,39	11,09	13,41	20,23

Tabella 7.11 Loggia Amulea, confronto tra modelli vincolati diversamente

I valori ottenuti mostrano come i modelli schematizzati con tipologie vincolari differenti abbiano risposte diverse. Considerare l'assenza di vincoli rigidi (modello 1) o cedevoli elasticamente (modello 3) restituisce risultati quasi equivalenti poché sono efficaci nelle direzione Y che è già quella meno vulnerabile. Il modello 2 che considera, invece, la struttura vincolata in maniera rigida agli edifici vicini ha una risposta notevolmente migliore, rispetto agli altri modelli, ma è meno rappresentativo del comportamento reale della struttura.

I valori ottenuti in questi casi per T_{SLV} sono comunque ampiamente inferiori rispetto ai 712 anni relativi al T_{SLV} calcolato come da normativa (con C_U pari a 1,5). Anche i risultati di V_N variabile dai 10 ai 20 anni (quest'ultimo valore non rispecchia fedelmente la realtà poiché considera il modello completamente vincolato), sono molto inferiori rispetto alla vita nominale di 50 anni che si assume, da normativa, per questa tipologia di opere. Bisogna però tenere presente che nelle Linee Guida non è prescritto il raggiungimento del valore V_N da normativa per un bene culturale; in particolare per edifici con funzione strategica o sociale (come in questo caso), si può ritenere che

valori di vita nominale minori a 50 anni siano accettabili per un edificio tutelato.¹¹ Nel successivo saranno comunque ipotizzati degli interventi puntuali per cercare di ottenere un miglioramento della risposta al sisma.

Come si vede dalla presente tabella se considerassimo di approfondire il livello di conoscenza attraverso nuove indagini e prove fino ad un livello adeguato, si avrebbe un aumento del 5% sull'indice di collasso del modello 3, con un incremento sul valore della vita nominale (13,4 anni) e del periodo di ritorno che porta allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (191 anni). Questo significa che approfondendo la conoscenza si ha un miglioramento prestazionale poiché si assume implicitamente un approccio meno cautelativo ($FC=1,18$ se si assume una conoscenza adeguata) L'indicatore del rischio di collasso sarà basso, quindi sarà maggiore la vulnerabilità, nel caso si consideri il modello libero e un livello limitato di conoscenza.

Se ora analizziamo la risposta del complesso retrostante la Loggia Amulea si ricavano i seguenti risultati.

Complesso retrostante						
	1906	1939	Modello 1 (non vincolato)	Modello 3 (vincoli cedevoli)		Modello 2 (vincolato)
LC	limitato	limitato	limitato	limitato	adeguato	limitato
Analisi (Y)	20	19	21	19	21	17
α_u	48%	43%	64%	63%	67%	62%
T_{SLV} (anni)	116	80	239	226	226	217
I_{SLV}	0,167	0,112	0,336	0,317	0,317	0,305
V_N (anni)	8,15	5,62	16,78	15,87	15,87	15,24

Tabella 7.12 Complesso retrostante, confronto tra modelli vincolati diversamente

Anche nei modelli 3Muri del complesso ospitante la Polizia Locale la vita nominale e il periodo di ritorno hanno valori lontani da quelli stabiliti da normativa per edifici adeguati sismicamente.

È comunque sensibile l'incremento del valore dell'indice di collasso dal 1906 ad oggi e quindi il miglioramento del comportamento globale della struttura.

Dalla lettura dell'ultima tabella si può osservare che i valori di α_u relativi agli ultimi tre modelli, del complesso, praticamente non variano a seconda del livello di conoscenza

¹¹ Linee Guida, *Livelli di sicurezza sismica*, §2.4.

raggiunto e della tipologia di vincoli utilizzati. I vincoli, inseriti per schematizzare il corpo di fabbrica ad un solo piano, collegato all'ala nord, infatti, contrasta la traslazione in direzione X che è la meno vulnerabile nella risposta sismica, inoltre i vincoli cedevoli sono applicati solamente ad un quarto dell'intera facciata coerentemente con le caratteristiche geometriche e altimetriche della porzione di fabbricato schematizzata.

Lo studio dell'evoluzione storica e della risposta sismica hanno permesso di comprendere che lo sviluppo dell'impianto strutturale deriva dalla necessità prima di tutto di soddisfare esigenze di natura pratica.

Il comportamento in risposta alle sollecitazioni orizzontali di un terremoto non è adeguato e sono state rilevate inoltre delle criticità puntuali, per le quali si studieranno, nel prossimo capitolo, delle possibili soluzioni

Tuttavia poiché il complesso della Loggia Amulea rientra nella categoria dei beni tutelati si farà riferimento alle Linee Guida e dunque alle indicazioni contenute all'interno che affermano come per i beni culturali sia preferibile agire con interventi di miglioramento o interventi locali o di riparazione al fine di incrementare le prestazioni attese delle strutture.

**CAPITOLO VIII – ANALISI DEGLI INTERVENTI DI RIDUZIONE
DELLA VULNERABILITÀ SISMICA**

8.1 Criteri generali di intervento

Nelle Linee Guida è specificato che per i beni culturali all'adeguamento sismico sono preferibili gli interventi di miglioramento, gli interventi locali o di riparazione.

Basandosi su queste considerazioni si è perciò scelto di rimanere nell'ambito del miglioramento sismico.

La normativa non specifica un valore minimo di sicurezza da raggiungere ma si limita ad indicare, in generale, in quali casi e in che modalità è possibile ottenere un miglioramento della risposta.

In letteratura e in altri testi non a carattere normativo, tuttavia si può trovare un riferimento all'80% del livello richiesto per l'adeguamento, per queste ragioni ci si è attenuti a queste indicazioni.¹

In relazione ai risultati ottenuti nei capitoli precedenti, attraverso diverse modalità di verifica, si propongono una serie di interventi volti a garantire il miglioramento del comportamento strutturale degli edifici. La scelta di tecniche e strategie di intervento risponde ai risultati ottenuti nelle verifiche effettuate sia sui macroelementi che sulla struttura nel suo complesso. In linea con i principi del restauro, gli interventi proposti mirano a rispettare i criteri di minimo intervento, compatibilità, conservazione, durabilità, favorendo la reversibilità e la rimovibilità in modo da non rendere permanenti le modifiche apportate. "Gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme alle strutture [...]. Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi, onde assicurare l'efficacia degli stessi, in quanto l'eventuale cattiva esecuzione può comportare il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del comportamento globale dell'edificio".²

Per valutare l'incremento della sicurezza ci si riferirà al valore della Vita Nominale dell'opera, confrontando i risultati prima e dopo gli interventi. Per i beni tutelati, come già accennato nel precedente capitolo, non è necessario raggiungere il valore di V_N definito da normativa, bensì è sufficiente garantire almeno una $V_N \geq 20$ anni, con l'indicazione che entro questo termine si provveda ad una nuova verifica del complesso.

Nelle prossime pagine saranno ipotizzati e messi a confronto una serie di possibili interventi di miglioramento sismico. L'obiettivo è quello di garantire:

¹ Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'OPCM n. 3790/2009 – cap. 5.

² Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, § C8.A.5.

- Individuare i parametri su cui è necessario intervenire;
- Inibire i meccanismi locali e globali di collasso.

Le Linee Guida affermano inoltre che la strategia con la quale si può intervenire sulla struttura può appartenere ad una delle seguenti categorie o ad una combinazione di queste:

- rinforzo di parte o di tutti gli elementi resistenti, al fine di aumentarne selettivamente la resistenza, la rigidezza, la duttilità o una combinazione di esse (ponendo sempre la massima attenzione alle modifiche introdotte allo schema strutturale);
- inserimento di nuovi elementi, compatibili con quelli esistenti, al fine di eliminare la vulnerabilità locale od alcune parti della costruzione e migliorare il funzionamento complessivo in termini di resistenza o duttilità;
- riduzione delle masse;
- cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio (in questo caso sarà obbligatoria una verifica di compatibilità alle trasformazioni urbanistiche previste nei piani attuativi e nei cambi di destinazione d'uso degli edifici);
- estensione: si differenzia tra interventi limitati ad alcuni elementi ed interventi estesi all'intera struttura;
- comportamento statico e dinamico accertato e conseguito: interventi che non modificano l'attuale comportamento statico o interventi che pur modificando l'attuale comportamento sismico, sono coerenti con il funzionamento della tipologia strutturale o interventi che modificano radicalmente l'originale comportamento statico;
- invasività e reversibilità: è definito invasivo l'intervento teso alla modifica permanente degli elementi resistenti, che si contrappone all'intervento reversibile, il quale integra gli elementi resistenti e/o condiziona le sollecitazioni senza trasformare in modo permanente la struttura originale;
- stato di coazione fornito: interventi passivi, che non forniscono uno stato di coazione agli elementi originari, o interventi attivi, che introducono stati di sollecitazione attraverso azioni auto equilibrate;
- integrità architettonica: intervento in grado di conservare non solo la qualità materico- costruttiva del manufatto, ma anche la tipologia ed il suo aspetto;
- durabilità e compatibilità del materiale: l'intervento deve essere durabile nel tempo, anche in rapporto alle caratteristiche chimico fisiche della materia storica.

Di seguito sono ipotizzati una serie di interventi a livello locale e globale in previsione di un programma di miglioramento della risposta sismica e in risposta ai risultati ottenuti dalle verifiche fatte finora. Intervenire migliorando il comportamento strutturale significa inoltre attivare un piano di monitoraggio che preveda “Il controllo periodico della costruzione rappresenta il principale strumento per una consapevole conservazione, in quanto consente di programmare la manutenzione ed attuare nel tempo, quando realmente necessari, gli interventi di riparazione, in caso di danno strutturale, e di consolidamento, finalizzato alla prevenzione [...] per la valutazione dei livelli di sicurezza sismica, la definizione di un programma di monitoraggio è fondamentale per garantire alla costruzione la vita nominale prevista”.³

8.2 Analisi locale

Le seguenti considerazioni fanno riferimento ai risultati delle analisi che sono state eseguite con un livello di conoscenza limitato. Sarà importante in previsione di futuri interventi di miglioramento comprendere il grado di connessione tra le murature ortogonali e tra le murature e i solai. Qualora le connessioni risultassero insufficienti è comunque fondamentale eseguire una serie di ispezioni locali tali da escludere interferenze con canali impiantistici o altri tipi di presidio che non sono stati rilevati.

La normativa, inoltre, afferma che qualsiasi operazione prevista sulla struttura deve essere, preliminarmente, valutata e giustificata, per evitare significative variazioni nella distribuzione delle rigidezze e successivamente applicata in maniera uniforme e regolare.⁴

La verifica al ribaltamento di alcuni maschi murari della Loggia e del complesso retrostante non è soddisfatta né con il metodo c-Sisma né con il calcolo manuale dei cinematici. La funzione dei tiranti è quella di contrastare la rotazione fuori piano, a favore di un comportamento scatolare della struttura che impedisca l'attivazione del meccanismo. I tiranti per essere efficaci devono essere installati a livello degli orizzontamenti in prossimità delle pareti portanti ortogonali alla facciata e in numero superiore ad 1 per ciascun piano che non verifica.

Di seguito viene riportato uno schema sintetico relativo ai risultati dei meccanismi fuori piano studiati al capitolo 6.

³ Linee Guida, *Il percorso della conoscenza-monitoraggio*, § 4.1.9.

⁴ Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, § C8.A.4.

Loggia Amulea					
Macroelemento	Meccanismo	Piano terra	1° ammezzato	Piano Nobile	2° ammezzato
1	parziale	-	-	2φ18	-
2a	globale	2φ18	2φ18	2φ18	-
Complesso della Polizia Locale					
Macroelemento	Meccanismo	Piano terra		Piano secondo	
5a	globale	2φ18		2φ18	
5b	parziale	-		2φ16	
11	parziale	-		2φ18	

Tabella 8.01 Analisi dei meccanismi locali, resoconto del numero di tiranti da utilizzare

La tipologia di acciaio scelta sia per i tiranti che per le piastre è del tipo AISI 304 ($\rho=7,93 \text{ kg/dm}^3$), con tensione di snervamento $f_y=180 \text{ MPa}$. Le verifiche hanno interessato solamente la facciata della Loggia che affaccia sul cortile interno, poiché quella rivolta sul Prato della Valle è costituita da pilastri che formano un doppio livello loggiato. Del complesso retrostante, invece, sono state studiate solo le porzioni più vulnerabili.

I tiranti hanno sezione circolare di diametro variabile tra $\phi 16$ e $\phi 18$, mentre i capochiave sono del tipo a piastra di dimensione variabile.

Per una corretta procedura di installazione in fase esecutiva è necessario osservare quanto riportato nella seguente descrizione.⁵

- Preparazione delle pareti: al fine di creare un'area di appoggio del paletto di ancoraggio adeguata a contrastare le sollecitazioni agenti dopo la messa in tensione della catena è opportuno intervenire sulla muratura con la scrostatura dell'intonaco, se necessario, e con eventuali operazioni di consolidamento mediante iniezioni nelle zone interessate dagli ancoraggi.
- Dimensionamento delle catene e tracciamento dei livelli e degli assi dei tiranti: come precedentemente accennato, è bene ricordare che per quanto riguarda i criteri da adottare nel posizionamento dei presidi, le catene vanno inserite a livello degli orizzontamenti ed è bene mantenere eventuali simmetrie in pianta, in modo da evitare l'insorgere di effetti torsionali della struttura.

⁵ C. Modena, F. Pineschi, M. R. Valluzzi (a cura di), *Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti – Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo*.

- Foratura delle pareti ed inserimento dei tiranti: nel processo di foratura devono essere utilizzate perforatrici che non producano scuotimenti e vibrazioni sulla muratura che potrebbero comportare l'instaurarsi di fenomeni fessurativi sulle zone di ancoraggio. Le catene devono poi essere protette dall'azione degli agenti atmosferici con opportuni trattamenti o con guaine protettive. In genere sono da preferirsi catene inguainate, che permettono di poter effettuare operazioni di ritesaggio per compensare eventuali allentamenti.
- Messa in tensione dei tiranti: il tiro della catena deve essere calcolato in modo che sia in grado di assorbire la forza sismica orizzontale dovuta alla massa delle murature comprese tra i punti medi degli interassi di catene contigue, sia in orizzontale che in verticale, attraverso l'equazione di equilibrio tra momenti stabilizzanti ed instabilizzanti illustrata nella fase di verifica dei cinematicismi.
- Allungamento a caldo: una volta assicurata la perfetta ripresa del letto di malta cementizia ad elevate proprietà anti ritiro, interposto tra la muratura e la piastra di ancoraggio, si procede con il tiraggio delle catene. Dopo aver posto in opera la catena, se ne riscalda il tratto centrale fino all'allentamento dei capochiave. Successivamente, bloccando gli ancoraggi attraverso il manicotto o attraverso i dadi di testa, la catena svilupperà il suo tiraggio raffreddandosi.
- Allungamento a freddo: è possibile solo se le catene hanno almeno a un estremo una filettatura e il capochiave è forato per permetterne il passaggio. Il tiraggio avviene avvitando il dado sull'estremo filettato della catena, fino a raggiungere l'allungamento calcolato. Invece del dado di testa, che contrasta sul capochiave, il tiraggio può avvenire per mezzo di un manicotto intermedio con filettatura destra-sinistra.⁶

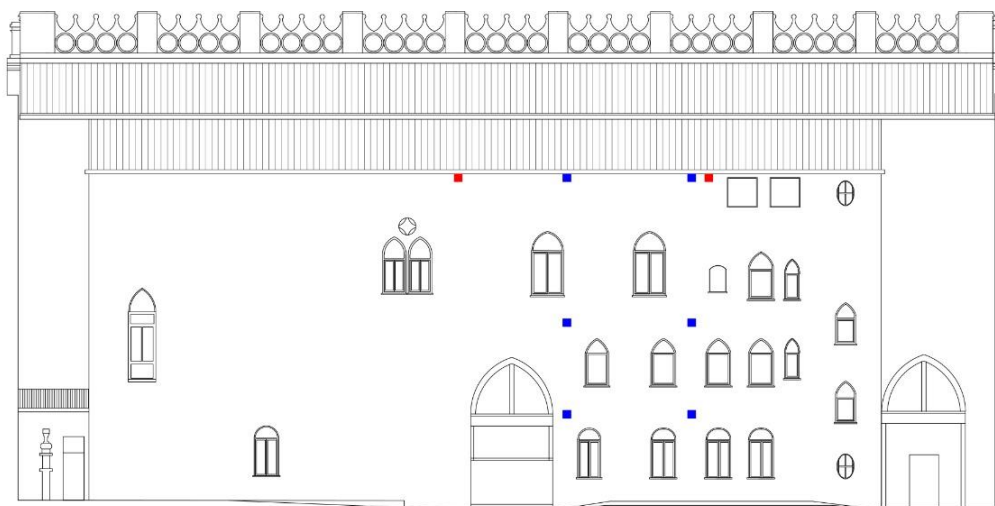
Di seguito si riporta il posizionamento in pianta ed in prospetto dei tiranti previsti da queste verifiche, il colore con cui sono identificati richiama i macroelementi di cui al capitolo 6. In alcuni casi sarebbe sufficiente utilizzare un solo tirante a piano ma per garantire l'efficacia dell'intervento si è deciso di utilizzarne almeno due per ogni orizzontamento. I tiranti blu e rosso all'altezza dell'ultimo piano ammezzato della Loggia Amulea in realtà rappresentano lo stesso tirante ma per comodità se ne

⁶ G. Bettiol, M. Munari, F. Da Porto, L. Milano, C. Modena (a cura di), *Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in muratura con tiranti*.

disegnano due vicini dato che sono stati calcolati con riferimento a macroelementi distinti.



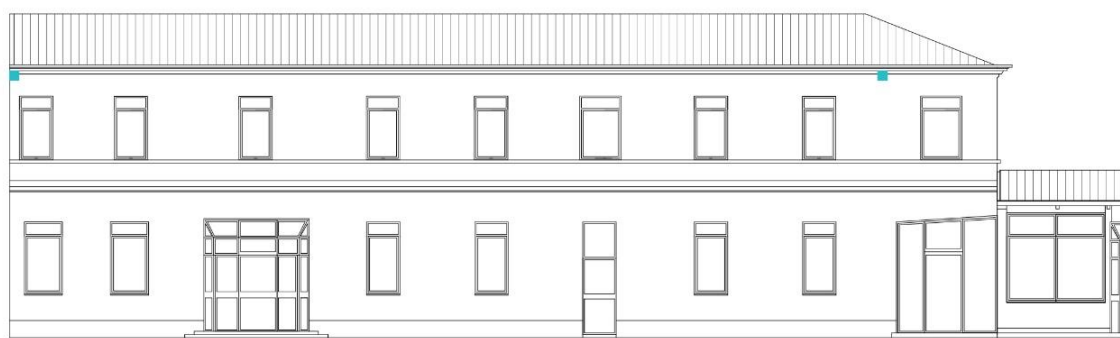
Figura 8.01 Posizionamento dei tiranti in pianta



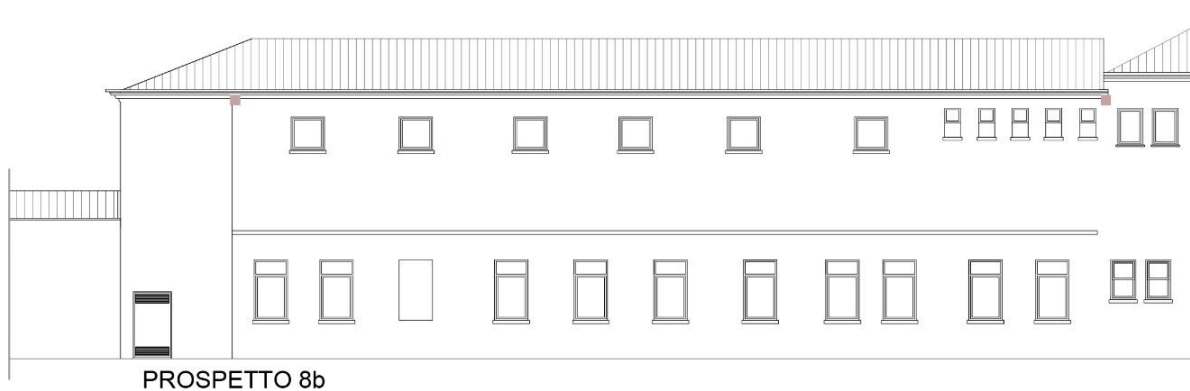
PROSPETTO LOGGIA 2



PROSPETTO 1a



PROSPETTO 6a



PROSPETTO 8b

Figura 8.02 Posizionamento dei tiranti in prospetto

8.3 Analisi globale

Di seguito si riportano i risultati del comportamento globale della Loggia Amulea e del complesso retrostante in risposta ad una serie di interventi di miglioramento sismico. Per le analisi sono stati utilizzati modelli con vincoli cedevoli elasticamente e un livello di conoscenza limitato ($FC=1,30$).

Come è già stato detto in altri capitoli, per i beni di interesse storico-artistico si agisce con interventi di miglioramento o con interventi locali o di riparazione. Un livello di sicurezza adeguato sarebbe raggiungibile solamente attraverso una serie di interventi troppo invasivi per il manufatto ed economicamente insostenibili per la committenza. Si preferisce quindi accettare un rischio sismico più elevato rispetto a quello previsto per opere ordinarie.⁷ Lo scopo è comunque quello di ottimizzare il rapporto tra il rischio accettato e la tipologia di intervento da porre in essere, migliorando il comportamento con interventi poco invasivi. Nelle prossime pagine si ipotizzano una serie di soluzioni migliorative della risposta sismica della struttura nel rispetto dei caratteri tipici della stessa.

Quello che si è notato dallo studio del comportamento globale della Loggia e del complesso retrostante è che entrambi i modelli manifestano un buona risposta solamente in una delle due direzioni principali. La Loggia, ad esempio, è in grado di sopportare un'azione sismica in direzione Y pari al 231% rispetto a quella prevista da normativa, nella direzione ortogonale invece collassa per un valore pari a circa il 50% dell'azione sismica di progetto.

	Loggia	Complesso retrostante
LC	1	1
α_u (X)	51%	94%
α_u (Y)	231%	63%
T_{SLV} (anni)	158	226
I_{SLV}	0,22	0,317
V_N (anni)	11,09	15,87

Tabella 8.02 Resoconto delle analisi globali più gravose

In relazione a questi risultati gli interventi di miglioramento sono volti ad incrementare la resistenza nella direzione più vulnerabile cercando di raggiungere un indice di collasso almeno pari a 0,80 e una vita nominale di 20 anni. Per il complesso retrostante, infatti, sebbene la verifica più gravosa in X non sia soddisfatta ($\alpha_u=0,94$)

⁷ Linee Guida, § 2.2.

il solo approfondimento delle indagini fino ad un livello conoscenza adeguato permetterebbe di ricavare un indice di collasso pari ad 1,03 (risposta adeguata).

I risultati ottenuti dipendono non solo dalla configurazione geometrica, ma anche e soprattutto dalla tipologia muraria e dalle caratteristiche degli orizzontamenti scelti.

Nei modelli costruiti finora sono stati utilizzati: muratura in mattoni pieni e malta di calce e orizzontamenti deformabili ad orditura semplice, dunque senza la possibilità di redistribuzione dei carichi sismici agenti.

Altra questione importante, che vale sia per la Loggia che per la sede della Polizia Locale, è il numero insufficiente di setti resistenti nella direzione più vulnerabile e contemporaneamente l'eccessiva superficie di fori praticati su di essi.

A partire da tali considerazioni si ipotizzano una serie di interventi migliorativi escludendo, però, quelli che andrebbero ad alterare le caratteristiche geometriche e i parametri meccanici della muratura.

8.3.1 Interventi di miglioramento sulla Loggia Amulea

La Loggia Amulea presenta un comportamento vulnerabile esclusivamente in direzione X a causa di un numero limitato di setti resistenti tutti ampiamente forati. Poiché l'indice di collasso per la verifica più critica ha un valore di circa 0,50 si ipotizzano una serie di interventi di miglioramento sismico. Bisogna però capire quali soluzioni massimizzano l'efficacia minimizzando i costi.

In relazione alla posizione, alla storia e alle caratteristiche di pregio dell'opera non è pensabile prevedere interventi diffusi, bisognerà invece cercare di applicare soluzioni migliorative a quei pannelli murari che sono più danneggiati dal sisma di progetto e contemporaneamente non presentano caratteristiche di interesse storico-artistico (es. sottoscala e uffici).

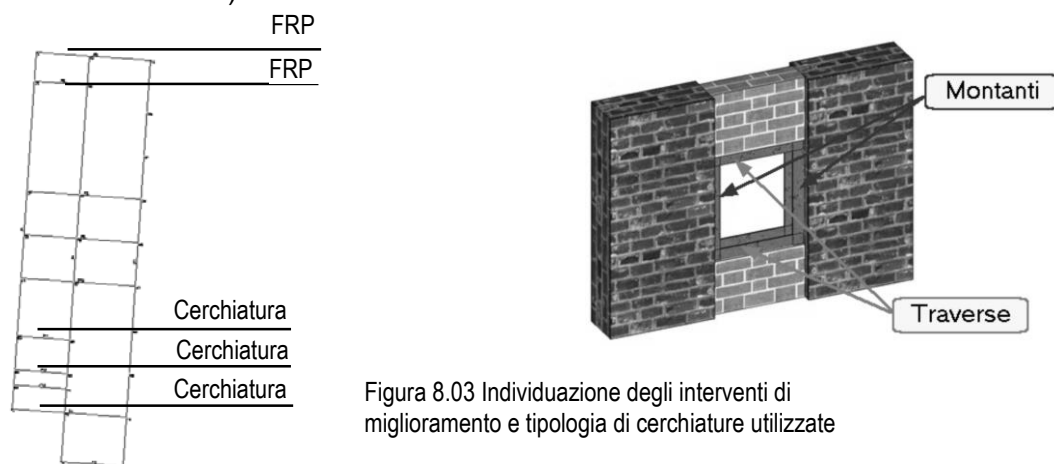


Figura 8.03 Individuazione degli interventi di miglioramento e tipologia di cerchiature utilizzate

La prima proposta di intervento riguarda la cerchiatura delle porte degli uffici del piano terra e dei livelli ammezzati e l'applicazione di FRP in fibra di vetro sui due setti più a nord (sotto lo scalone d'onore), in modo tale da inibire fenomeni di rottura per pressoflessione e taglio.

Mentre nel modello analizzato, nel capitolo precedente, con vincoli cedevoli elasticamente tutte le 12 verifiche in X non erano soddisfatte, ora sono 6 quelle non verificate. Per le caratteristiche tecniche della fibra di vetro applicata ai setti della Loggia Amulea si richiama la tabella sotto: si tratta di una rete commercializzata di caratteristiche standard rispetto ad altre disponibili nel mercato.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV			SLD			SLO					
				DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	3,60	3,15	2,46	No	1,34	2,09	Si	0,99	2,09	Si	0,88	1,56
2	+X	1° modo	0,0	4,03	4,59	2,43	Si	1,50	2,50	Si	1,11	2,50	Si	1,14	1,66
3	-X	Masse	0,0	3,33	4,11	2,15	Si	1,24	4,11	Si	0,92	4,11	Si	1,24	3,31
4	-X	1° modo	0,0	3,44	2,82	2,77	No	1,28	2,78	Si	0,95	2,78	Si	0,82	2,17
5	+Y	Masse	0,0	0,52	1,68	0,51	Si	0,22	1,28	Si	0,19	1,28	Si	2,64	5,27
6	+Y	1° modo	0,0	0,65	2,17	0,53	Si	0,28	1,70	Si	0,23	1,70	Si	2,74	5,55
7	-Y	Masse	0,0	0,83	2,88	0,59	Si	0,36	2,88	Si	0,30	2,88	Si	2,89	7,13
8	-Y	1° modo	0,0	0,83	3,35	0,75	Si	0,36	2,28	Si	0,30	2,28	Si	3,15	5,65
9	+X	Masse	194,2	3,57	3,35	2,18	No	1,33	2,35	Si	0,98	2,35	Si	0,94	1,77
10	+X	Masse	-194,2	3,56	3,71	2,91	Si	1,33	1,78	Si	0,98	1,78	Si	1,03	1,34
11	+X	1° modo	194,2	4,06	5,01	2,14	Si	1,51	2,95	Si	1,12	2,95	Si	1,24	1,95
12	+X	1° modo	-194,2	4,06	4,28	2,72	Si	1,51	2,24	Si	1,12	2,24	Si	1,05	1,48
13	-X	Masse	194,2	3,31	2,77	2,23	No	1,23	2,77	Si	0,91	2,77	Si	0,84	2,25
14	-X	Masse	-194,2	3,24	3,18	2,45	No	1,21	3,04	Si	0,89	3,04	Si	0,98	2,51
15	-X	1° modo	194,2	3,44	2,52	3,17	No	1,28	2,49	Si	0,95	2,49	Si	0,73	1,94
16	-X	1° modo	-194,2	3,74	4,21	2,27	Si	1,39	4,21	Si	1,03	4,21	Si	1,13	3,02
17	+Y	Masse	65,1	0,63	2,16	0,49	Si	0,27	1,57	Si	0,23	1,57	Si	2,86	5,47
18	+Y	Masse	-65,1	0,00	0,00	0,00	No	0,00	0,00	No	0,34	2,50	Si	0,00	0,00
19	+Y	1° modo	65,1	0,87	2,94	0,50	Si	0,37	2,03	Si	0,31	2,03	Si	2,96	5,28
20	+Y	1° modo	-65,1	0,52	1,64	0,55	Si	0,22	1,14	Si	0,19	1,14	Si	2,53	4,77
21	-Y	Masse	65,1	0,91	3,07	0,55	Si	0,39	2,96	Si	0,33	2,96	Si	2,91	6,94
22	-Y	Masse	-65,1	0,76	2,71	0,64	Si	0,33	2,67	Si	0,27	2,67	Si	2,84	6,97

23	-Y	1° modo	65,1	0,94	3,47	0,71	Si	0,40	2,96	Si	0,34	2,96	Si	3,05	6,62
24	-Y	1° modo	-65,1	0,76	3,27	0,81	Si	0,33	1,62	Si	0,27	1,62	Si	3,20	4,42

Tabella 8.03 Risultati delle analisi del modello *push-over*

La verifica più gravosa è la numero 15 che nonostante l'intervento di miglioramento proposto presenta un indice di collasso pari a 0,73 (inferiore al minimo richiesto nelle Linee Guida).

- Verifica 15

Nonostante gli interventi proposti sopra, l'indice di collasso raggiunge al massimo un valore di $\alpha_u=0,73$. Inoltre allo spostamento massimo $d_u=2,52$ cm corrisponde un taglio alla base dell'edificio pari a 92,759 daN e un carico sismico è proporzionale al primo modo di vibrare.

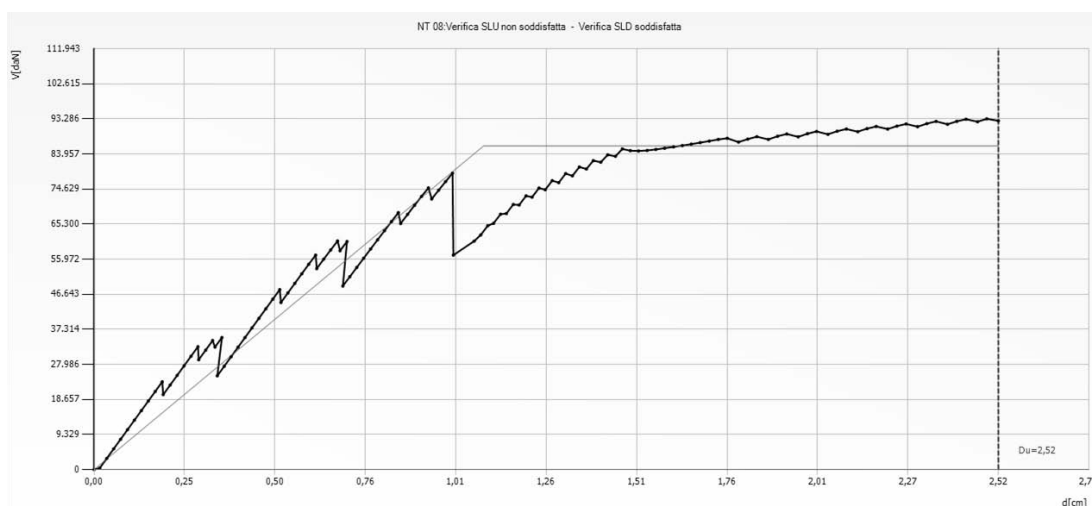


Figura 8.04 Verifica 11 – curva *push-over*

I parametri significativi dell'analisi sono restituiti nella tabella delle informazioni da cui risulta:

Periodo del sistema equivalente	$T^*=$ 0,692 s
Massa del sistema equivalente	$M^*=$ 962.988,63 kg
Massa totale	$W=$ 1.456.685,27 kg
Fattore di partecipazione modale [C.7.3.5]	$\Gamma=$ 1,03
Fattore di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.5]	$F^*_y=$ 83.759
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.5]	$d_y^*=$ 1,06
Spostamento ultimo del sistema equivalente	$d_u^*=$ 2,45

Da questi risultati si ottiene il valore di Vita Nominale di 26 anni, dunque superiore al valore di 20 anni derivato dalla letteratura. Sarà però necessario prevedere una nuova

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T [*] (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	365	712	0,513	1,40	1,06	2,64	0,33	0,755	1,03	0,731
SLD	353	75	4,707	0,63	1,05	2,63	0,33	1,675	1,21	1,938
SLO	353	45	7,844	0,52	1,05	2,63	0,33	2,019	1,36	2,617

Figura 8.05 Verifica 10 – Tabella riassuntiva dei risultati della verifica *push-over*

verifica sismica al termine del al termine del periodo di V_N. Di seguito viene fatto un confronto tra i meccanismi di danno di pareti uguali rispetto alle verifiche più gravose prima e dopo il miglioramento sismico (n° 13, dir. -X e n° 11, dir. +X)

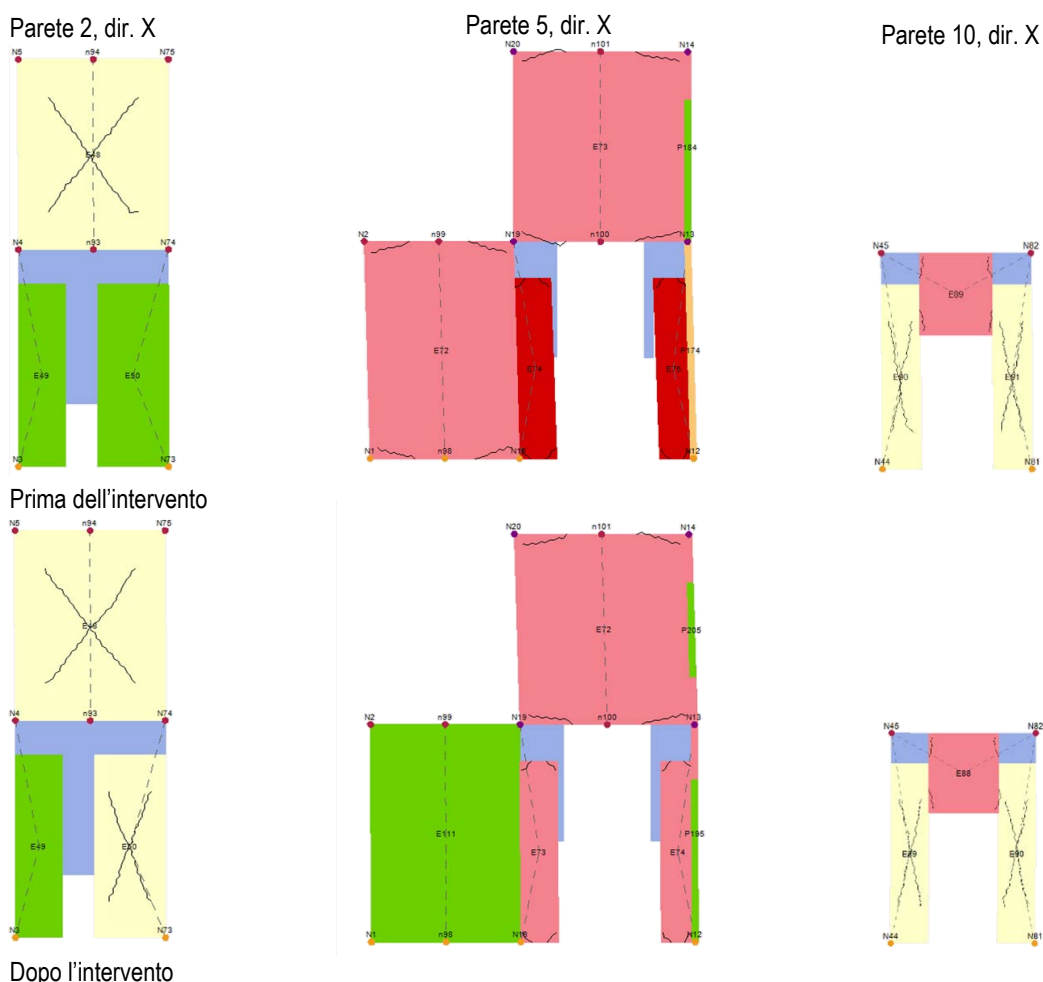


Figura 8.06 Pareti a confronto prima e dopo l'intervento

Oltre a questo tipo di intervento sono state ipotizzate anche soluzioni alternative ma senza riuscire ad avere un miglioramento superiore al precedente caso.

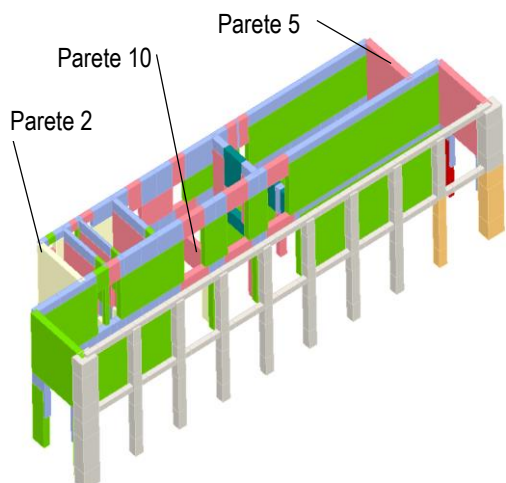


Figura 8.07 Verifica 11 – mesh al sottopasso 129, vista da sud-est

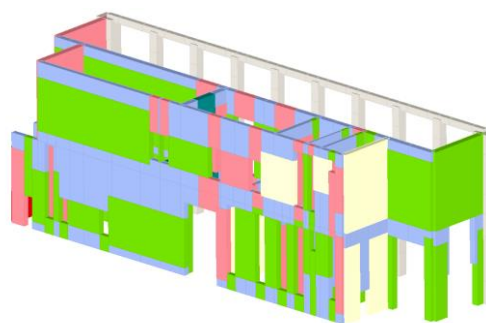


Figura 8.08 Verifica 11 – mesh al sottopasso 129, vista da sud-ovest

È stato calcolato, infatti, l'incremento dell'indice di collasso qualora si decida di intervenire in maniera molto più invasiva sulla struttura ovvero sostituendo i solai intermedi a tavolato singolo, con solai lignei a doppio tavolato. Si tratta però di una proposta da escludere sia perché non permette di ottenere risultati molto significativi sia perché sarebbe economicamente troppo onerosa.

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle verifiche fatte.

Loggia Amulea				
	Modello esistente	Modello con FRP e cerchiature	Modello con doppio tavolato	Modello combinato
$\alpha_u (X)$	51%	73%	54%	70%
$\alpha_u (Y)$	231%	253%	456%	287%
$T_{SLV,x}$ (anni)	158	365	175	335
$T_{SLV,y}$ (anni)	>2475	>2475	>2475	>2475
$V_{N,x}$ (anni)	11	26	12	24
$V_{N,y}$ (anni)	>174	>174	>174	>174

Tabella 8.04 Confronto dei risultati ottenuti da diverse proposte di intervento di miglioramento

Le criticità della Loggia si presentano nei setti di estremità che devono sopportare le maggiori sollecitazioni a causa della mancanza o eccessiva foratura di pannelli resistenti nella zona centrale. A discapito di quanto si potrebbe pensare, in questo caso, sono più efficaci gli interventi locali rispetto a quelli globali per ragioni di natura sia vincolare e geometrica. L'edificio tende a scaricare le forze agenti alle estremità a causa dell'assenza di un numero sufficiente di pannelli di controvento in posizione centrale. Questo comporta la plasticizzazione a taglio o a pressoflessione della maggior parte dei setti in direzione X. Si ha dunque la conferma che (tra le proposte fatte) l'intervento più efficace e meno invasivo, per la Loggia, consiste nell'applicare FRP e cerchiare i setti più sollecitati lungo X, negli ambienti di minor pregio storico artistico (es. deposito e uffici a piani ammezzati). La scelta della fibra di vetro è indicativa e in questo caso dovuta al costo limitato (rispetto ad altri materiali) e alle buone caratteristiche meccaniche, anche se inferiori rispetto alla fibra di carbonio.

RETE IN FRP (fibra di vetro) MAGLIA 66X66-5	
Spessore medio	5 mm.
Sezione della singola barra	20 mm ²
Area nominale delle fibre	7,60 mm ²
Dimensione della maglia (AxB)	66 x 66 mm
Barre / metro	15
Peso	1000 gr/m ²
Resistenza a trazione della singola barra	5,7 kN
Allungamento della barra	3 %
Modulo elastico a trazione medio	27000 N/mm ²

Tabella 8.05 Caratteristiche geometriche e meccaniche della rete in fibra di vetro

8.3.2 Interventi di miglioramento sul complesso retrostante la Loggia Amulea

Nel caso del complesso della Polizia Locale, è stato ipotizzato di intervenire cerchiando con profili in acciaio solamente alcune porte appartenenti all'ala sud, ovvero modificando la risposta dei setti più vulnerabili. Si è escluso invece di installare questi presidi direttamente sul prospetto per minimizzare l'intervento e non andare ad alterare le caratteristiche dei prospetti.

Sono stati utilizzati profilati metallici del tipo IPE120 (acciaio S235) composti da traversi e montanti, applicati alle aperture dei setti più vulnerabili. Un intervento del genere serve ad irrigidire solamente quei pannelli che risultano più sollecitati

nell'analisi 3Muri. Le modifiche previste riguardano solamente l'ala sud del complesso, in particolare la porzione ad est, dove si registrano le rotture e le plasticizzazioni più diffuse.

Di seguito si riportano i risultati delle 24 analisi svolte dal programma 3Muri.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD			SLO					
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	0,59	0,73	1,08	Si	0,23	0,73	Si	0,19	0,73	Si	1,10	2,61
2	+X	1° modo	0,0	0,91	0,98	1,27	Si	0,31	0,98	Si	0,26	0,98	Si	1,04	2,51
3	-X	Masse	0,0	0,61	1,02	0,97	Si	0,26	1,02	Si	0,22	1,02	Si	1,29	3,10
4	-X	1° modo	0,0	0,84	1,25	1,06	Si	0,34	1,25	Si	0,28	1,25	Si	1,24	2,99
5	+Y	Masse	0,0	0,87	16,91	1,48	Si	0,27	0,83	Si	0,22	0,83	Si	2,03	2,35
6	+Y	1° modo	0,0	1,13	39,05	2,01	Si	0,32	1,21	Si	0,26	1,21	Si	1,49	2,64
7	-Y	Masse	0,0	0,88	8,40	1,54	Si	0,26	0,57	Si	0,22	0,57	Si	1,94	1,86
8	-Y	1° modo	0,0	1,08	0,82	1,62	No	0,34	0,82	Si	0,28	0,82	Si	0,83	2,01
9	+X	Masse	186,5	0,57	0,85	1,01	Si	0,24	0,85	Si	0,20	0,85	Si	1,20	2,87
10	+X	Masse	-186,5	0,66	0,72	1,20	Si	0,22	0,72	Si	0,18	0,72	Si	1,04	2,50
11	+X	1° modo	186,5	0,87	0,99	1,14	Si	0,33	0,99	Si	0,27	0,99	Si	1,07	2,55
12	+X	1° modo	-186,5	0,96	0,77	1,45	No	0,29	0,77	Si	0,24	0,77	Si	0,88	2,11
13	-X	Masse	186,5	0,61	2,00	1,01	Si	0,26	1,42	Si	0,22	1,42	Si	1,93	3,78
14	-X	Masse	-186,5	0,65	0,95	1,03	Si	0,27	0,95	Si	0,22	0,95	Si	1,20	2,88
15	-X	1° modo	186,5	0,85	2,34	1,06	Si	0,34	1,16	Si	0,29	1,16	Si	1,87	2,83
16	-X	1° modo	-186,5	0,90	1,12	1,15	Si	0,33	1,12	Si	0,28	1,12	Si	1,13	2,73
17	+Y	Masse	314,0	0,91	26,10	1,82	Si	0,24	0,48	Si	0,20	0,48	Si	1,65	1,61
18	+Y	Masse	-314,0	0,85	3,10	1,32	Si	0,28	1,23	Si	0,24	1,23	Si	2,27	3,11
19	+Y	1° modo	314,0	1,16	49,45	2,25	Si	0,31	0,55	Si	0,26	0,55	Si	1,34	1,44
20	+Y	1° modo	-314,0	1,14	6,27	1,63	Si	0,36	1,23	Si	0,30	1,23	Si	1,84	2,62
21	-Y	Masse	314,0	0,98	84,95	1,99	Si	0,26	0,57	Si	0,21	0,57	Si	1,51	1,71
22	-Y	Masse	-314,0	0,84	8,01	1,36	Si	0,27	1,76	Si	0,23	1,76	Si	2,21	4,18
23	-Y	1° modo	314,0	1,13	12,19	1,99	Si	0,32	0,60	Si	0,26	0,60	Si	1,50	1,58
24	-Y	1° modo	-314,0	1,10	2,89	1,48	Si	0,36	2,89	Si	0,30	2,89	Si	2,03	4,72

Tabella 8.06 Risultati delle analisi del modello *push-over*

Quello che si può notare rispetto al modello studiato nel capitolo 7 (con vincoli cedevoli elasticamente) è un miglioramento della risposta in direzione Y.

Entrambe le verifiche, più gravose, nelle due direzioni ortogonali presentano un indice di vulnerabilità al collasso $\alpha_u > 0,80$ e mentre nel modello dello stato di fatto erano 8 le verifiche non soddisfatte (di cui 7 in direzione Y) ora sono solamente 2 quelle che non soddisfano la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non lineare. Per minimizzare gli interventi è stato fondamentale capire l'evoluzione storica dei manufatti e le modificazioni della risposta sismica nel corso del tempo.

Si propone la cerchiatura delle sole aperture appartenenti agli ultimi quattro setti che si trovano, più a est, nell'ala sud del complesso.

La verifica più gravosa in direzione Y è la numero 8, mentre quella in X è la numero 12 di cui ora si propongono, di seguito, i risultati.

- Verifica 8

La curva *push-over* riferita alla direzione $-Y$ con carico proporzionale al primo modo di vibrare è divisa in 17 sottopassi e lo spostamento ultimo previsto per la struttura pari a 0,82 cm a cui corrisponde un valore di taglio alla base dell'edificio pari a 317,827 daN. Rispetto alla verifica più gravosa nella medesima direzione, eseguita nel capitolo precedente, si ha un incremento di D_u pari a 0,25 cm.

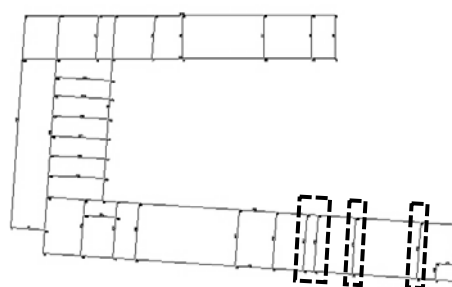


Figura 8.09 Individuazione degli interventi di miglioramento

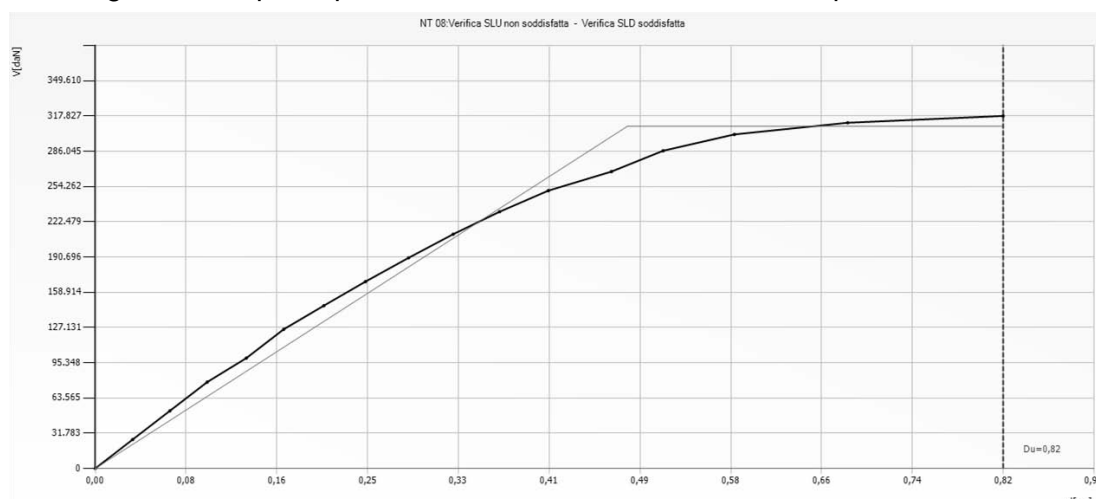


Figura 8.10 Verifica 8 – curva *push-over*

I parametri sintetici restituiti dal software sono i seguenti:

- Periodo del sistema equivalente $T^* = 0,258 \text{ s}$
- Massa del sistema equivalente $M^* = 1.082.662,60 \text{ kg}$
- Massa totale $W = 2.072.958,38 \text{ kg}$
- Fattore di partecipazione modale [C.7.3.5] $\Gamma = 1,26$
- Fattore di plasticizzazione del sistema equivalente $F^*y = 245.343$
[C.7.3.5]
- Spostamento di plasticizzazione del sistema $d_y^* = 0,38$
equivalente [C.7.3.5]
- Spostamento ultimo del sistema equivalente $d_u^* = 0,65$

Inoltre si può calcolare il valore della vita nominale della struttura dopo questi

	Vulnerabilità Sismica					TR _C			TR=cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C ^{*(TR)}	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	471	712	0,662	1,40	1,16	2,66	0,34	0,825	1,17	0,833
SLD	471	75	6,280	0,63	1,16	2,66	0,34	1,849	1,26	2,013
SLO	471	45	10,467	0,52	1,16	2,66	0,34	2,229	1,30	2,503

Figura 8.11 Verifica 8 – Tabella riassuntiva dei risultati della verifica push-over

interventi di miglioramento, e si trova che il nuovo valore pari a 33 anni è superiore al minimo richiesto dalla normativa.

$$V_N = -\frac{T_{SLV}}{C_U} \cdot \ln(1 - P_{VR}) = 33 \text{anni}$$

Di seguito sono riportati i prospetti su cui si è intervenuti con l'installazione di presidi antisismici, lo stato di danneggiamento è riferito all'ultimo sottopasso della curva di capacità. Dal modello 3d invece si vede invece l'assenza quasi totale di rotture.

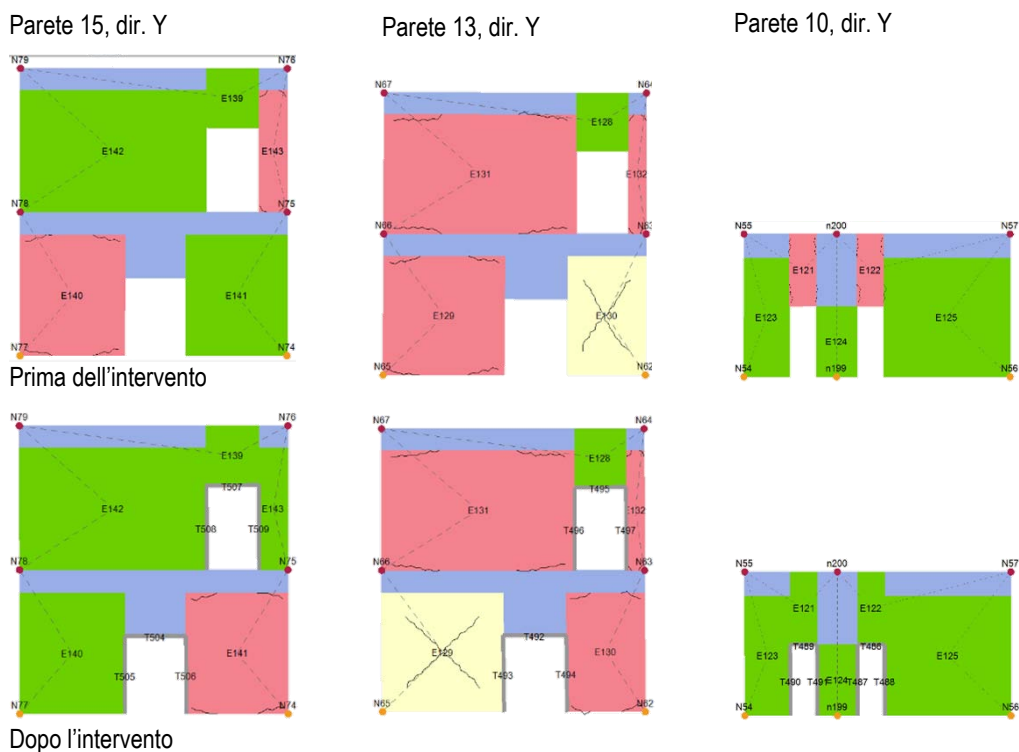


Figura 8.12 Pareti a confronto prima e dopo l'intervento

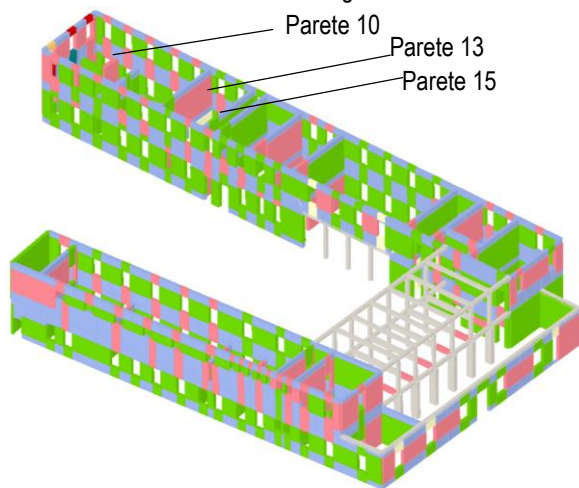


Figura 8.13 Verifica 8 – mesh al sottopasso 17, vista da nord-ovest

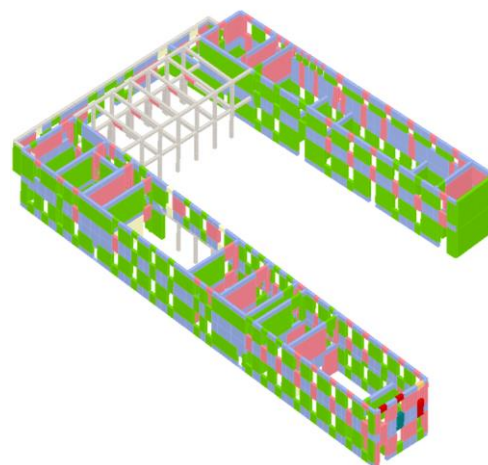


Figura 8.14 Verifica 8 – mesh al sottopasso 17, vista da sud-est

- Verifica 12

In X il complesso aveva già un buon comportamento prima degli interventi e la cerchiatura di alcuni sette provoca una leggera diminuzione del valore dell'indice di collasso. La curva di capacità è divisa in 25 sottopassi e i valori di riferimento sono: $D_u= 0,77$ cm e $V=299,624$.

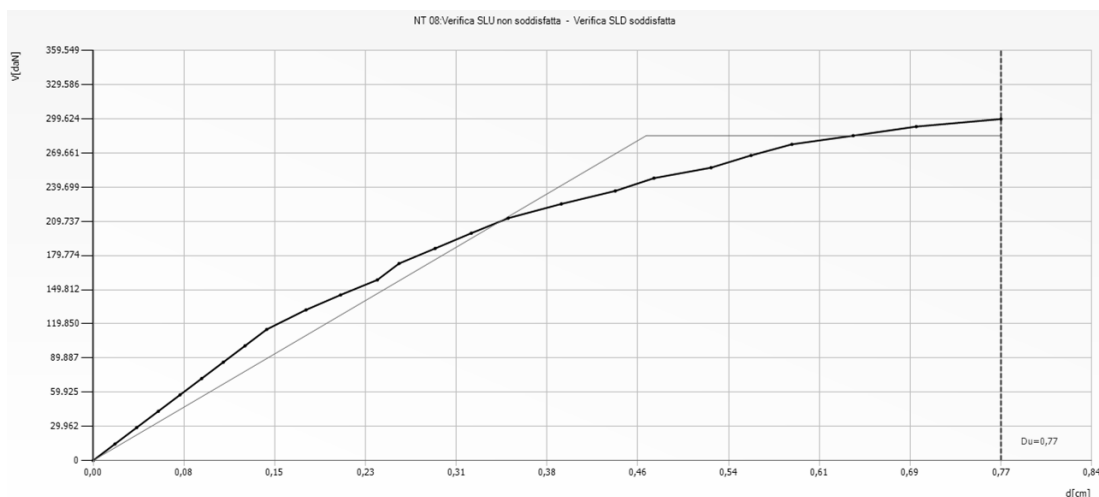


Figura 8.15 Verifica 12- curva push-over

Come si può vedere dai modelli tridimensionali che riportano lo stato di danneggiamento di maschi murari e fasce di piano, non si verificano rotture in direzione X, ma solamente plasticizzazioni per taglio o pressoflessione. Riferendoci invece al periodo di ritorno nella configurazione di collasso è possibile calcolare la V_N della struttura in questa configurazione di carico.

$$V_N = -\frac{T_{SLV}}{C_U} \cdot \ln(1 - P_{VR}) = 38,5 \text{anni}$$

- Vulnerabilità Sismica

						TR _C			TR=cost	
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) ₀	T _C *(TR) [m/s ²]	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	548	712	0,770	1,40	1,22	2,66	0,34	0,869	1,23	0,878
SLD	548	75	7,307	0,63	1,22	2,66	0,34	1,948	1,32	2,108
SLO	548	45	12,178	0,52	1,22	2,66	0,34	2,348	1,35	2,607

Figura 8.16 Verifica 12- Tabella riassuntiva dei risultati della verifica push-over

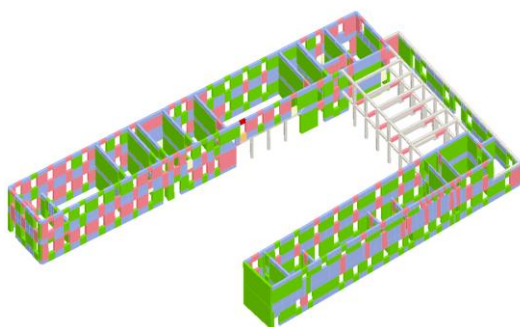


Figura 8.17 Verifica 12 – mesh al sottopasso 25, vista da nord-est

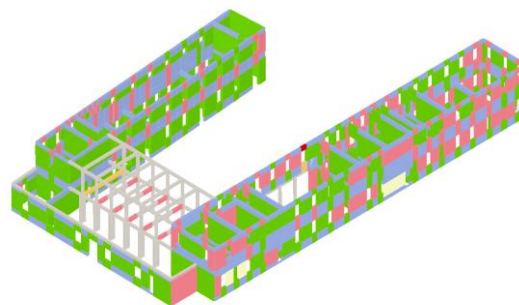


Figura 8.18 Verifica 12 – mesh al sottopasso 25, vista da sud-ovest

Questo significa che per entrambe le verifiche più penalizzanti (in X e Y) l'indice di collasso supera α_U pari a 0,80 e la V_N è maggiore di 20 anni. Si accetta quindi implicitamente un livello di sicurezza inferiore rispetto all'adeguamento.

Sono state anche ipotizzate altre modalità di intervento alternative alla cerchiatura ma si tratta comunque di metodi invasivi e che a parità di risultato, in termini di indice di collasso, richiederebbero un ingente impiego di risorse economiche. Una delle ipotesi alternative sarebbe quella di utilizzare un solaio intermedio ligneo con doppio tavolato. I risultati seppur soddisfacenti, dato che si riuscirebbe ad arrivare ad un indice $\alpha_u=0,84$, richiederebbero però di intervenire pesantemente sul solaio intermedio con la posa di un secondo tavolato. A differenza della Loggia questa soluzione sarebbe adatta ma sicuramente troppo invasiva, dunque è preferibile optare per interventi locali. Le ragioni di questo buon incremento prestazionale rispetto al caso precedente sono da ricondurre a due questioni principali: la prima è che a differenza della Loggia, ora si sta studiando una struttura completamente svincolata da edifici vicini e dunque libera nelle traslazioni e nelle rotazioni; la seconda è che la porzione più debole si configura come una "stecca" di forma molto allungata in cui un irrigidendo nel piano sarebbe la soluzione idonea per ridurre le sollecitazioni agenti nei punti più estremi dei bracci.

In alternativa si potrebbe, altrimenti, prendere in considerazione l'idea di inserire nuovi setti resistenti nella direzione più vulnerabile oppure utilizzare dei tessuti FRP sugli stessi setti dove sono state previste le cerchiature. Di seguito è riportata una tabella contenente i risultati di alcune ipotesi alternative a quella descritta qui sopra.

Complesso retrostante				
	Modello esistente	Modello con cerchiature	Solaio intermedio con doppio tavolato	Modello combinato cerchiature+doppio tavolato
$\alpha_u (X)$	94%	88%	147%	147%
$\alpha_u (Y)$	63%	83%	84%	84%
$T_{SLV,x}$ (anni)	659	548	>2475	>2475
$T_{SLV,y}$ (anni)	226	471	487	485
$V_{N,x}$ (anni)	46	39	>174	>174
$V_{N,y}$ (anni)	16	33	34	34

Tabella 8.07 Confronto dei risultati ottenuti da diverse proposte di intervento di miglioramento

Come si può notare dalla precedente tabella il modello con cerchiature (montanti e traversi del tipo IPE120) permette di raggiungere livelli di sicurezza accettabili con il minimo intervento. Un ottimo incremento prestazionale si avrebbe anche intervenendo in maniera globale a livello del primo orizzontamento dell'ala sud. La sostituzione del solaio a tavolato singolo con uno doppio consentirebbe di avere un irrigidimento di piano in grado di contrastare le elevate sollecitazioni nella parte più esterna dei bracci. Queste sono libere da vincoli e dunque risentono in maniera amplificata delle forze agenti, rispetto alla porzione ovest dove, la struttura a telaio, realizza un buon irrigidimento del sistema. L'incremento della resistenza in direzione X aumenta notevolmente rispetto al modello originale e in direzione Y si raggiunge un livello superiore rispetto all'80%. Si preferisce, però, ipotizzare la cerchiatura come la soluzione più idonea poiché, un intervento che preveda la sostituzione del solaio, è molto onerosa e non a favore dei principi del restauro conservativo.

CONCLUSIONI

Con il presente lavoro di tesi è stato indagato il comportamento strutturale del complesso della Loggia Amulea, con particolare attenzione agli avvenimenti dell'ultimo secolo di storia. È importante comprendere il sistema strutturale e capire come si è evoluta la risposta sismica, in questi manufatti, che hanno subito diverse modifiche nel corso degli anni.

Seguendo le prescrizioni contenute all'interno delle Linee Guida, in riferimento ai beni tutelati, è stata affrontata una approfondita ricerca bibliografica ed archivistica (in Archivio di Stato di Padova e in Archivio Generale del Comune) che ha permesso di chiarire molti aspetti soprattutto relativi alle tecniche costruttive e ai materiali impiegati.

La Loggia Amulea realizzata nel 1858, su progetto di Eugenio Maestri, non ha subito modifiche nel corso degli anni ad eccezione del rifacimento della scala di servizio; il complesso retrostante, invece, è stato oggetto di una serie di trasformazioni a partire dal 1906, data della costruzione del primo corpo di fabbrica (l'odierna ala sud) ospitante la caserma dei Vigili del Fuoco di Padova. Nel 1939 la struttura è stata ampliata lasciando la corte centrale libera e collegando alla preesistenza due unità strutturali, una con telaio in c.a. (ala ovest) e una in muratura ad un solo piano (ala nord). Nel 1964 quest'ultima porzione è stata sopraelevata ed è stato annesso un deposito per automezzi, su un unico livello, con struttura portante in calcestruzzo armato non completamente allineato agli altri fabbricati. Con gli ultimi interventi, degli anni Novanta, sono state realizzate, invece, delle tamponature parziali dovute al cambio di destinazione d'uso del complesso (da Caserma dei VVF a uffici del Comune e comando della Polizia Locale).

Oltre all'analisi storica è stato eseguito il rilievo geometrico che ha evidenziato una buona rispondenza tra i documenti forniti dal Comune di Padova e le misure rilevate in situ.

Un discorso a parte merita, invece, il rilievo strutturale in particolare per ciò che riguarda la conoscenza delle tecniche di costruzione, dei dettagli costruttivi e dei materiali. La mancanza di indagini, a supporto delle assunzioni fatte, è stata compensata dallo studio degli allegati ai progetti originari e ha permesso di raggiungere un idoneo livello di conoscenza in vista dell'esecuzione delle verifiche sismiche. Approfondire il quadro conoscitivo significa evitare o limitare al minimo l'esecuzione di prove distruttive o semi distruttive su beni di interesse storico artistico, che potrebbero alterare o danneggiare gli elementi di pregio.

Soprattutto nel caso della Loggia, le ispezioni visive in situ e le ipotesi formulate sono state supportate da una ricca documentazione archivistica che ha fornito preziose informazioni sulle caratteristiche strutturali e chiarito aspetti, all'inizio, poco noti. I modelli della Loggia Amulea, dunque, fanno riferimento a quanto contenuto all'interno della "Descrizione delle opere occorrenti per l'erezione della nuova Loggia Amulea in Prato della Valle".¹

Per il complesso della Polizia Locale, invece, sono state reperite solamente delle copie eliografiche dei progetti originali (piante, sezioni e prospetti) del 1906, 1939, e 1962. Per comprendere il comportamento strutturale allo stato attuale dei fatti, si è deciso di studiare l'evoluzione della risposta sismica nelle diverse fasi storiche e valutare gli effetti migliorativi o peggiorativi delle demolizioni e degli ampliamenti occorsi negli anni.

In fase di verifica si è assunto un livello di conoscenza limitato e un fattore di confidenza pari a $FC=1,30$.

Questo fattore è stato calcolato seguendo le indicazioni contenute all'interno delle Linee Guida (§ 4.2) e serve in fase di verifica per ridurre la resistenza media a compressione e a taglio della muratura e del calcestruzzo.

A livello locale sono stati identificati una serie di possibili macroelementi, facendo riferimento a considerazioni che riguardano tutti gli aspetti indagati (geometria, analisi storica, analisi critica). I meccanismi più deboli sono risultati quelli di primo modo che sono anche gli unici che non soddisfano le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sia in fase lineare che in fase non lineare.

Le analisi (sui macroelementi – LV2) sono state svolte prima con un livello di conoscenza limitato ($FC=1,30$) e successivamente con un livello di conoscenza adeguato ($FC=1,18$) per valutare se con indagini più approfondite almeno le verifiche non lineari sarebbero soddisfatte. È risultato che da un aumento del livello di conoscenza (da limitato ad adeguato) non si ricava un consistente incremento della resistenza, a causa della ridotta influenza che i parametri meccanici hanno su questi meccanismi.

Per avere un termine di paragone con il calcolo manuale dei cinematismi è stato utilizzato anche il programma "c-Sisma 3.0 Pro" che, oltre a confermare i dati ottenuti per il ribaltamento di alcuni macroelementi, ha permesso di indagare anche altri cinematismi. Il meccanismo più debole è risultato il ribaltamento di pareti monolitiche (ovvero strisce verticali di parete) non collegate ai muri di spina.

¹ ASPd, Atti Comunali, b. 2253, 1858

Sono stati quindi progettati idonei presidi antisismici, atti a contrastare tali meccanismi mediante tiranti metallici con capochiave a piastra, ponendo massima attenzione ad alcuni aspetti fondamentali nella pratica del restauro tra cui l'invasività, la compatibilità, la reversibilità, l'economicità e l'efficacia.

L'effettiva necessità di installare questi presidi dovrà comunque essere valutata sulla base di specifiche indagini in sito volte a chiarire adeguatamente le caratteristiche della muratura e la tipologia dei dettagli costruttivi. Questi interventi riguardano, comunque, porzioni limitate di prospetti poiché lo studio effettuato ha evidenziato che solo alcune aree presentano un comportamento vulnerabile che necessita di interventi.

Dall'analisi della risposta globale degli edifici realizzata con il programma "Vulnus Vb4.0" è risultato che le due unità strutturali studiate, (appartenenti al complesso alle spalle della Loggia) sono mediamente vulnerabili e i meccanismi più deboli sono, ancora una volta quelli fuori piano (indice I2 minore dell'indice I1).

Con il programma "3Muri" è stata indagata, invece, la risposta globale sia della Loggia Amulea che del complesso retrostante. Sono stati costruiti e studiati due modelli distinti che hanno dimostrato come, in entrambi i casi, le vulnerabilità maggiori si concentrano in una delle due direzioni principali. In questi casi il valore dell'indice di collasso (α_v), riferito alle verifiche più gravose, è risultato inferiore a $0,80^2$ e dunque è stata ipotizzata una serie di interventi volti al miglioramento della risposta strutturale. Sono stati sottoposti a verifica anche i modelli globali del 1906 e 1939 per comprendere l'evoluzione del comportamento sismico. Sono state, quindi, studiate le conseguenze delle modifiche apportate ai fabbricati, nel corso degli anni, valutando il miglioramento o il peggioramento della risposta globale del complesso amuleo. L'obiettivo è quello di verificare se le strutture sono in grado di resistere, con un certo margine di sicurezza alle sollecitazioni sismiche di progetto.

Della Loggia Amulea, invece, è stato realizzato un solo modello, poiché non ha subito sostanziali modifiche dal 1858 ad oggi.

Il risultato delle verifiche è un miglioramento prestazionale nella risposta sismica lungo la direzione più vulnerabile; se, infatti, confrontiamo i risultati dei modelli del 1906, 1939, 1964 si può notare un incremento di quindici punti percentuali nel valore dell'indice di collasso che dal 48% passa al 63%.

² Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri, n. 3790 del 17 luglio 2009.

La forma del primo corpo di fabbrica rettangolare molto allungata presenta delle criticità soprattutto dovute alla mancanza di un numero sufficiente di setti resistenti sul lato corto. Questa carenza è stata parzialmente risolta con l'ampliamento del 1939 che vincolando la parte più ad ovest della preesistenza ne riusciva a limitare puntualmente le vulnerabilità. La nuova pianta a forma di U, disposta orizzontalmente, rendeva però particolarmente esposti i punti più distanti delle due ali che non erano ancora sufficientemente controventati.

La sopraelevazione del 1964 non è riuscita a risolvere quest'ultimo problema ma ha permesso di realizzare una struttura abbastanza simmetrica che manifestava un comportamento critico solamente in una delle due direzioni concentrate agli estremi delle ali nord e sud.

Nonostante gli ampliamenti eseguiti fossero dettati esclusivamente dall'esigenza dei VVF di avere a disposizione spazi più ampi per il deposito dei mezzi e per le camerate, hanno comunque contribuito a migliorare la risposta globale del manufatto in direzione Y.

Sia la Loggia che il comando della Polizia Locale presentano un comportamento molto differente nelle due direzioni principali: la Loggia Amulea ad esempio ha un comportamento vulnerabile soprattutto in direzione X, a causa della mancanza di setti resistenti o eccessivamente forati nella parte centrale. Questa situazione crea delle elevate sollecitazioni in prossimità dei setti di estremità (vincolati agli edifici vicini) che si lesionano gravemente a taglio o a presso-flessione. Il complesso retrostante, invece, manifesta una risposta adeguata lungo X mentre le maggiori vulnerabilità si presentano nella direzione ortogonale.

Il risultato è che per raggiungere un livello di sicurezza conforme alle disposizioni normative è necessario ricorrere a degli interventi di miglioramento sismico.

Sono state studiate diverse possibilità di intervento con l'obiettivo di capire quali potrebbero essere localmente i punti più idonei ove applicare tali soluzioni.

Per entrambi i modelli analizzati in 3Muri sono state studiate diverse alternative: nella Loggia Amulea, ad esempio, si è evitato di intervenire su spazi quali l'atrio di ingresso, lo scalone d'onore e la sala di rappresentanza del piano nobile ma sono stati ipotizzati degli interventi in alcuni setti in direzione X al fine di migliorare la loro risposta a taglio e a pressoflessione.

Tra i vari interventi possibili si riportano ad esempio la cerchiatura delle porte degli uffici al piano terra e ai livelli ammezzati e l'applicazione di tessuti FRP sulle pareti del piccolo deposito a nord della Loggia.

Questo intervento permetterebbe di avere un miglioramento nella risposta globale dell'edificio attraverso una soluzione che risulterebbe anche poco invasiva. Inoltre, in termini di incremento di vita nominale e di indice critico di collasso, i risultati ottenuti, con questo tipo di soluzione, sono superiori rispetto ad un possibile intervento globale (come potrebbe essere, ad esempio, la sostituzione del solaio a tavolato singolo con l'inserimento di un doppio tavolato ligneo). Spesso può capitare che un intervento diffuso non risolva le criticità che sono concentrate localmente in alcuni punti: come in questo caso dove le vulnerabilità della Loggia Amulea sono puntuali.

Lo stesso ragionamento è stato fatto per il complesso retrostante. Anche in questo caso sono stati individuati i punti più vulnerabili e poi sono stati studiati dei modelli in cui si è intervenuti localmente sui pannelli murari per cercare di migliorare la risposta globale della struttura. Tra le diverse soluzioni possibili si è pensato di operare sui setti più danneggiati in direzione Y ovvero quelli più sollecitati appartenenti al lato corto dell'ala sud.

L'ipotesi è quella di intervenire cerchiando con profili in acciaio alcune porte sia del piano terra che del piano primo appartenenti a quest'ala risalente al 1906 e lo scopo è quello di conferire una maggiore rigidità nei punti più distanti dei bracci che caratterizzano questo manufatto a forma di "U". Questi bracci essendo lunghi, stretti e svincolati da edifici vicini, in caso di sisma risentono in maniera notevole delle sollecitazioni orizzontali se la direzione di propagazione dell'onda è parallela al lato corto del braccio e il risultato sono lesioni gravi soprattutto a pressoflessione.

In conclusione si può affermare che l'evoluzione storica ha avuto un ruolo determinante nella modificazione del comportamento strutturale negli ultimi 110 anni di storia e ha permesso di evidenziare come certe porzioni della struttura presentano localmente e globalmente delle vulnerabilità che si è ipotizzato di risolvere con degli interventi puntuali, i quali hanno dimostrato che è possibile migliorare il comportamento globale della struttura con interventi locali, limitati alle aree più deboli.

BIBLIOGRAFIA

A. Bernardini, M.R. Valluzzi, C. Modena, *Classificazioni di vulnerabilità sismica di edifici in muratura dal calcolo limite per macroelementi*, in atti del Workshop "Sicurezza e conservazione degli edifici storici in funzione delle tipologie edilizie, della concezione costruttiva e dei materiali" (Milano, 18-19 dicembre 2006), cura di L. Binda, Milano, D.I.S. – Politecnico di Milano, 2006.

G. Bettiol, M. Munari, F. Da Porto, L. Milano, C. Modena (a cura di), *Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in muratura con tiranti*, allegato alle linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni, 2009.

L. Binda (a cura di), *Caratterizzazione delle murature in pietra e mattoni ai fini dell'individuazione di opportune tecniche di riparazione*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma, 2000.

L. Binda, A. Saisi, *Il ruolo delle indagini nella diagnostica strutturale*, DIS Dipartimento di Ingegneria Strutturale Politecnico di Milano, Milano, 1999.

L. Binda, A. Borri, G. Cardani, F. Doglioni, *Scheda qualità muraria: relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria*.

D. Calabi, *L'urbanistica di fine Ottocento in un ventennio di attività della Giunta provinciale*, in *Camillo Boito: un'architettura per l'Italia unita* a cura di Guido Zucconi e Francesca Castellani, Venezia, Marsilio, 2000, pp. 35-39.

N. Gallimberti, *Giuseppe Jappelli*, Padova, 1963, pp. 70-74.

B. Mazza, *Disegni di Giuseppe Jappelli all'Archivio di Stato di Padova*, in «Arte in Friuli. Arte a Trieste», n. 12- 13, 1993, pp. 207-212.

B. Mazza, *Jappelli e Padova*, Padova, 1978, pp. 80-86.

L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli (a cura di), *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in murature e dei relativi modelli cinematici di analisi*.

C. Modena, F. Pineschi, M. R. Valluzzi (a cura di), *Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti – Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma, 2000.

F. Pellegrini, *Edifici pubblici*, in, Saonara, il Prato, 2008, (progetti non realizzati).

F. Pellegrini (a cura di), *Giuseppe Jappelli e la nuova Padova: disegni del Museo d'arte*, Saonara, Il prato, 2008.

M. Pengo, *Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento di Palazzo Cà Borin*, tesi di laurea, relatore prof. C. Modena, Università degli Studi di Padova, A.A. 2012-2013, pp. 191-215.

L. Puppi, *Invenzione e scienza, architettura e utopie tra rivoluzione e restaurazione*, in *Padova Case e Palazzi* a cura di Lionello Puppi e Fulvio Zuliani, Vicenza, Neri Pozza Editore, 1977, pp. 250-254.

L. Puppi, *Invenzione e scienza, architettura e utopie tra rivoluzione e restaurazione*, in *Padova Case e Palazzi* a cura di Lionello Puppi e Fulvio Zuliani, Vicenza, Neri Pozza Editore, 1977, pp. 223-269.

A. Restucci (a cura di), *L'Ottocento in Storia dell'architettura italiana*, Milano, Electa, 2005.

T. Serena, *Eugenio Maestri*, in *Camillo Boito: un'architettura per l'Italia unita* a cura di Guido Zucconi e Francesca Castellani, Venezia, Marsilio, 2000, pp. 49-52.

M. Universo, *Il Prato della Valle nell' '800 e nel '900*, in *Prato della Valle. Due millenni di storia di un'avventura urbana* a cura di Lionello Puppi, Limena, Signum, 1986, pp. 191-198, pp. 204-207.

M. Universo, *L'architettura della "Padova nova"*, in *Padova Case e Palazzi* a cura di Lionello Puppi e Fulvio Zuliani, Vicenza, Neri Pozza Editore, 1977, pp. 272-278.

P. Valgimigli, *La Loggia Amulea un complesso da riprogettare*, in «Padova e il suo territorio», III 1988, pp.14-19.

S. Zaggia (a cura di), *Caserma di Cavalleria*, in *Metamorfosi negate*, Padova, Cleup, 2012, pp. 66-68.

S. Zaggia (a cura di), *Loggia Amulea*, in *Metamorfosi negate*, Padova, Cleup, 2012, pp. 62-65.

S. Zaggia (a cura di), *Teatro diurno*, in *Metamorfosi negate*, Cleup, 2012, pp. 69-71.

MANUALI CONSULTATI

A. Bernardini, R. Gori, C. Modena, M.R. Valluzzi, *Manuale d'uso del Programma Vulnus 4.0. Procedura automatica per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in muratura*, dicembre 2009.

C. Modena, M.R. Valluzzi, *Manuale d'uso del Programma c-Sisma 3.0 Pro. Procedura automatica per il calcolo e la verifica di meccanismi di parete in muratura*, novembre 2009.

Linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria, RELUIS, U. R. 06, progetto di ricerca n. 1, rendicontazione scientifica primo anno, Allegato 3b.1_UR 06 – Responsabile A. Borri, 2006.

Manuale per il rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici –Istruzione per la compilazione della scheda di 2° livello, GNDT, Roma, 1993.

S.T.A. DATA srl, *Manuale d'uso del Programma 3Muri*, Torino.

S.T.A. DATA srl, *Verifica sismica di strutture in muratura: confronto tra differenti procedure di calcolo*, Torino.

ARCHIVI CONSULTATI

ASPd, Atti Comunali, b. 2253, 1858.

ASPd, Atti Comunali, b. 2253, 1858, *Materiale di decorazione*.

ASPd, Atti Comunali, b. 2253, 1858, *Descrizione delle opere occorrenti per l'erezione della nuova Loggia Amulea in Prato della Valle*.

ASPd, Atti Comunali, b. 2253, 1858, *Lettera del Maestri al nobile Francesco de Lazara, Podestà di Padova: 8 maggio 1858*.

ASPd, Atti Comunali, b. 2496, 1867, *Progetto per un museo civico alle spalle della loggia ing. Turola*.

ASPd, Atti Comunali: Loggia Amulea, b. 937, dis. n.1,2.

ASPd, Atti Comunali: Loggia Amulea, b. 937, *Incartamento progettuale della Loggia Amulea*.

NORMATIVA E LINEE GUIDA DI RIFERIMENTO

Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 02/02/2009 (G.U. n. 47 del 26/02/2009 – Supplemento ordinativo n. 27) *“Istruzioni per l'Applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M.14/01/2008”*.

Decreto Ministeriale 14/01/2008 (G. U. n. 29 del 04/02/2008 – Supplemento ordinativo n. 30) *“Nuove Norme tecniche per le costruzioni”*.

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 12/10/2007 (G. U. n. 24 del 29/02/2008) *“Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni”* – Ministero per i Beni e le Attività culturali – Dipartimento per i beni culturali e paesaggistici – Direzione generale per i beni architettonici e paesaggistici.

Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri, n. 3790 del 17 luglio 2009.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 03/05/2005 *“Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3362 del 08/07/2004, *“Modalità di attivazione del Fondo interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'art.32Ubis del D.L. 30/09/2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla L. n. 326 del 24/11/2003”*.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*.

Raccomandazioni Normal 1/88 – Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei: lessico (CNR – ICR, 1990, Roma).

SITI DI RIFERIMENTO

www.geoportale.nazionale.it

www.ingv.it

www.cslp.it

www.maps.google.it

www.padovanet.it

www.protezionecivile.it

www.reluis.it

www.stadata.com

www.wikipedia.org

RINGRAZIAMENTI

Il ringraziamento principale lo voglio dedicare ai miei genitori che mi hanno sempre supportato e sostenuto in questi ventiquattro anni, a loro il merito di avermi aiutato sempre. Un ringraziamento pieno di affetto va anche ad Alessandro, fratello insostituibile e spalla fidata.

Ad Ottavia, che da due anni mi è vicino, un grazie di cuore per tutte le avventure e le emozioni che abbiamo condiviso insieme, grazie per il supporto e la forza che mi trasmetti ogni giorno.

A Paolo, Chiara, Argentina, Marco e Alessandra con i quali ho trascorso cinque anni intensi di Università; grazie per tutte le soddisfazioni che ci siamo tolti e per le notti passate in piedi a finire i progetti.

A Gioele, un grazie sentito e doveroso per l'impegno con cui abbiamo affrontato l'esame di Restauro; le tavole allegate alle tesi sono anche merito suo.

Grazie a Giacomo F., Giacomo P., Raffaele e a tutti gli amici dal tempo del liceo con cui ho condiviso serate, vacanze e molti momenti belli.

A tutti quelli che mi vogliono bene

10 dicembre 2014