

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

Tesi di Laurea in Problemi Strutturali dei Monumenti e dell'Edilizia Storica

ANALISI DELLA VULNERABILITA' SISMICA DEL PALAZZO DEL CAPITANIO:
INFLUENZA DEGLI ORIZZONTAMENTI NELL'ANALISI LOCALE

Laureanda:
BARBARA ZENARI

Relatore:
Chiar.ma Prof.ssa MARIA ROSA VALLUZZI

Correlatori:
Chiar.mo Prof. CLAUDIO MODENA
Dott. Ing. MARCO MUNARI
Dott. Ing. MICHELE FAVA

Anno Accademico 2014-2015

INDICE

INTRODUZIONE.....	pag.1
-------------------	-------

CAPITOLO 1- ANALISI STORICO CRITICA

1.1 Inquadramento	
1.1.1 Inquadramento geografico.....	pag.3
1.1.2 Inquadramento geologico.....	pag.4
1.1.3 Inquadramento cartografico.....	pag.4
1.1.4 Inquadramento sismico.....	pag.9
1.1.4.1 Rischio sismico.....	pag.9
1.1.4.2 Storia sismica della città di Padova.....	pag.10
1.2 Storia del Palazzo del Capitano.....	pag.12
1.3 Beni di interesse storico-artistico.....	pag.17

CAPITOLO 2- RILIEVO FOTOGRAFICO-FUNZIONALE

2.1 Rilievo fotografico esterno dell'edificio.....	pag.23
2.2 Rilievo fotografico interno dell'edificio.....	pag.24

CAPITOLO 3- RILIEVO GEOMETRICO

3.1 Rilievo geometrico.....	pag.31
-----------------------------	--------

CAPITOLO 4- ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE CON INDICAZIONE DEI DANNI

4.1 Rilievo costruttivo-strutturale	
4.1.1 Le piante strutturali.....	pag.40
4.1.2 I dettagli costruttivi.....	pag.44
4.1.3 Scheda per il rilievo della tipologia e della qualità della muratura.....	pag.45
4.2 Rilievo critico	
4.2.1 Individuazione criticità e vulnerabilità.....	pag.52
4.2.1.1 Le piante di vulnerabilità.....	pag.52
4.2.1.2 I prospetti di vulnerabilità.....	pag.52
4.2.2 Stato dei danni, dissesti e degradi.....	pag.54
4.3 Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali.....	pag.58

CAPITOLO 5- VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

5.1 Normativa di riferimento.....	pag.64
5.1.1 Sicurezza e prestazioni attese.....	pag.64
5.1.2 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento.....	pag.64

5.2	Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	pag.64
5.3	Analisi dei carichi e delle azioni.....	pag.65
5.3.1	Carichi permanenti strutturali e non strutturali.....	pag.66
5.3.2	Carichi variabili.....	pag.70
5.3.3	Azione della neve.....	pag.71
5.3.4	Azione sismica.....	pag.71
5.3.5	Azione del vento.....	pag.78

CAPITOLO 6- APPLICAZIONE DELLA METODOLOGIA VULNUS

6.1	Caratteristiche del programma.....	pag.84
6.1.1	Calcolo del coefficiente I1.....	pag.85
6.1.2	Calcolo del coefficiente I2.....	pag.86
6.1.3	Calcolo del coefficiente I3.....	pag.88
6.1.4	Calcolo della vulnerabilità.....	pag.89
6.2	Applicazione della metodologia Vulnus al caso oggetto di studio.....	pag.90
6.2.1	Caratteristiche dei materiali.....	pag.90
6.2.2	Determinazione dei parametri sismici.....	pag.90
6.2.3	Analisi statistica.....	pag.91
6.2.4	Calcolo indice I3.....	pag.92
6.2.5	Vulnerabilità Palazzo del Capitano.....	pag.92
6.2.6	Frequenza attesa di danno.....	pag.93

CAPITOLO 7- VERIFICA DEI MECCANISMI DI INSIEME MEDIANTE IL PROGRAMMA 3MURI

7.1	Caratteristiche del programma.....	pag.98
7.2	Definizione del modello.....	pag.99
7.2.1	Modellazione delle pareti.....	pag.99
7.2.2	Modellazione dei solai.....	pag.101
7.2.3	Modellazione delle coperture.....	pag.102
7.2.4	Semplificazioni nella modellazione del Palazzo del Capitano.....	pag.103
7.3	Analisi statica non lineare (push-over).....	pag.104
7.4	Effetti dell'aggregazione sul comportamento strutturale.....	pag.107
7.4.1	Modello libero.....	pag.108
7.4.2	Modello vincolato.....	pag.114
7.5	Analisi statica.....	pag.119
7.6	Conclusioni.....	pag.123

CAPITOLO 8- ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO PER EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

8.1	Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura.....	pag.128
-----	---	---------

8.1.1	Meccanismo 1: ribaltamento globale di facciata.....	pag.128
8.1.2	Meccanismo 2: ribaltamento semplice di parete monolitica.....	pag.130
8.1.3	Meccanismo 3: flessione verticale.....	pag.131
8.1.4	Meccanismo 4: ribaltamento con formazione di cuneo.....	pag.132
8.1.5	Meccanismo 5: catena cinematica nel piano rottura a taglio dei pannelli..	pag.132
8.2	Approccio cinematico.....	pag.133
8.2.1	Analisi cinematica lineare.....	pag.134
8.2.2	Analisi cinematica non lineare.....	pag.135
8.2.3	Verifiche di sicurezza.....	pag.136
8.2.3.1	Stato limite di dann.....	pag.137
8.2.3.2	Stato limite di Salvaguardia della Vita.....	pag.138
8.3	Individuazione dei macroelementi.....	pag.139
8.3.1	Macroelemento 3-Meccanismo 2.....	pag.140
8.3.2	Verifiche macroelementi considerati.....	pag.144
8.3.3	Tabella riassuntiva dei meccanismi di collasso studiati.....	pag.198
8.3.4	Determinazione dello spostamento ultimo dovuto allo sfilamento del solaio all'ultimo piano.....	pag.201
8.4	Analisi specifiche per i diversi macroelementi preesistenti o meno rispetto all'intervento del 1962-63.....	pag.202
8.4.1	Macroelementi con cordolo in spessore.....	pag.202
8.4.2	Ribaltamento globale di facciata con sfilamento dei solai.....	pag.210
8.4.2.1	Confronto nel ribaltamento globale di facciata.....	pag.210
8.4.2.2	Analisi del cinematismo con sfilamento di solaio ai vari livelli e relativa curva di capacità.....	pag.211

CAPITOLO 9- PROPOSTA DI UN PIANO DI INDAGINI

9.1	I requisiti del solaio rigido nella normativa antisismica Italiana.....	pag.227
9.2	Obiettivo del piano di indagini.....	pag.228
9.3	Tipologie delle indagini proposte.....	pag.229
9.3.1	Termografia.....	pag.229
9.3.2	Prove con martinetto piatto.....	pag.230
9.3.3	Prove soniche.....	pag.232
9.3.4	Georadar.....	pag.234
9.3.5	Indagini magnetometriche.....	pag.234
9.3.6	Carotaggi ed endoscopia.....	pag.235
9.4	Piano di indagini.....	pag.235

CONCLUSIONI	pag.240
--------------------------	---------

Bibliografia.....	pag.244
-------------------	---------

Norme di Riferimento.....	pag.246
---------------------------	---------

INTRODUZIONE

Con l'entrata in vigore dell'O.P.C.M. 3274/2003 l'Università di Padova ha promosso una campagna di analisi della vulnerabilità sismica degli edifici dell'ateneo.

La vulnerabilità, assieme alla pericolosità e all'esposizione, contribuisce a determinare il rischio sismico inteso come la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazioni.¹ In particolare la vulnerabilità può essere intesa come la predisposizione di una costruzione a essere danneggiata, essa dipende, oltre che dalla tipologia e qualità di progettazione e dei materiali, anche dalla modalità di costruzione e dalla manutenzione dell'edificio.

La seguente tesi è finalizzata allo studio del comportamento sismico del Palazzo del Capitano, divenuto di proprietà dell'Università di Padova nella prima metà del secolo scorso dopo essere stato comprato dal comune, oggi è sede di uffici e aule didattiche. L'analisi svolta si basa sulle indicazioni presenti nella normativa italiana, in particolare nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14/1/2008), nella relativa Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (n. 617 2/2/2009) e nelle "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

La prima fase è quella della conoscenza della costruzione, questa fase prende in considerazione diversi aspetti del manufatto: l'inquadramento del luogo in cui sorge, la storia presente e passata, le funzioni svolte al suo interno, la geometria, la struttura e lo stato di degrado.

Lo studio inizia quindi dall'inquadramento geografico, geologico, cartografico e sismico del sito in cui sorge l'edificio, in questo modo è possibile comprendere la pericolosità a cui può essere soggetto.

Altro aspetto fondamentale è capire in che modo l'edificio è cambiato nel tempo, conoscere le modifiche apportate alla struttura nel corso degli anni è fondamentale per capire quale può essere il sistema resistente e il suo stato di sollecitazione. A tal fine è stata eseguita un'analisi storica della costruzione che ha messo in luce le demolizioni e gli ampliamenti a cui è stata sottoposta. In seguito è stato fatto un rilievo geometrico e funzionale per aggiornare i documenti in possesso quali piante, prospetti e sezioni. In questa fase è stato preso nota del degrado che caratterizza l'edificio e, nelle parti in cui è stato possibile, è stata osservata la tipologia di muratura presente. Per quanto riguarda la struttura portante dell'edificio sono state fatte delle ipotesi sia sulla base dell'osservazione diretta sia basandosi sui dettagli costruttivi dell'intervento del 1962, in particolare durante tale intervento sono stati sostituiti tutti i solai presenti con la tipologia in laterocemento. La struttura si presenta regolare per quanto riguarda l'altezza dei vari livelli, fatta eccezione per la sopraelevazione presente nel lato Sud, anche la pianta è abbastanza regolare ed è caratterizzata dall'apertura a tutta altezza della corte centrale.

Dopo aver completato questa fase, si è proceduto con l'analisi della vulnerabilità sismica quantificando i carichi agenti, ovvero carichi permanenti strutturali e non strutturali e carichi variabili, le azioni agenti sulla costruzione, ponendo particolare attenzione all'azione sismica per la quale sono stati valutati i parametri sismici di progetto.

Come previsto dalla normativa le valutazioni sono state effettuate mediante analisi dei meccanismi locali di collasso e analisi del comportamento globale: nelle diverse verifiche adottate è stato tenuto conto delle incertezze relative alla costruzione riducendo le caratteristiche meccaniche dei materiali resistenti con un opportuno fattore di confidenza, inoltre sono stati analizzati i diversi modelli corrispondenti alle diverse ipotesi di base, come un livello maggiore di conoscenza, la presenza o meno di un opportuno collegamento tra solai e murature o il grado di vincolo che interessa l'edificio.

Per quanto riguarda l'analisi locale sono stati analizzati i principali meccanismi di collasso che possono interessare i diversi macroelementi, differenziando i vari cinematismi in base alla presenza o meno di un cordolo perimetrale (in breccia o a tutto spessore) e confrontando, fra loro, i vari risultati ottenuti. La

¹ Sito della Protezione Civile, *Descrizione del rischio sismico*

verifica di tali meccanismi allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita è stata eseguita utilizzando l'analisi lineare e, nel caso questa non venisse verificata, si è proceduto eseguendo l'analisi non lineare, se neppure questa risultasse verificata si ipotizza l'inserimento di tiranti opportunamente dimensionati.

Per quanto riguarda la modellazione globale dell'edificio si è compiuta un'analisi per meccanismi d'insieme utilizzando due diversi approcci: il primo valuta in modo qualitativo la vulnerabilità sismica, il secondo da un giudizio quantitativo dell'analisi push-over. In un primo momento è stata utilizzata la metodologia Vulnus, la quale elabora tre indici considerando i livelli di attivazione di alcuni meccanismi locali di collasso nel piano e fuori piano; basandosi sul rapporto tra questi indici e l'accelerazione sismica attesa per il luogo considerato il programma consente di ottenere giudizi di vulnerabilità e di costruire le curve di fragilità. Successivamente è stato utilizzato il software di calcolo 3Muri che permette di schematizzare la struttura mediante uno schema a telaio equivalente sul quale vengono condotte le analisi statiche non lineari e le verifiche globali della struttura. Quest'ultima risulta globalmente verificata se lo spostamento offerto dalla struttura è maggiore di quello richiesto, in caso contrario il programma individua le zone critiche sulle quali sarà opportuno intervenire per migliorare il comportamento della struttura.

Infine viene proposto un piano di indagini che ha come obiettivo sia quello di confermare e migliorare le informazioni relative alla tipologia di orizzontamenti presenti all'interno del manufatto e al loro collegamento con la muratura preesistente, sia quello di valutare il miglioramento delle analisi eseguite con un livello di conoscenza maggiore.

CAPITOLO 1- ANALISI STORICO CRITICA

1.1 Inquadramento

1.1.1 Inquadramento geografico..... pag.3

1.1.2 Inquadramento geologico..... pag.4

1.1.3 Inquadramento cartografico..... pag.4

1.1.4 Inquadramento sismico..... pag.9

1.1.4.1 Rischio sismico..... pag.9

1.1.4.2 Storia sismica della città di

Padova..... pag.10

1.2 Storia del Palazzo del Capitano..... pag.12

1.3 Beni di interesse storico-artistico..... pag.17

1. ANALISI STORICO CRITICA

1.1 Inquadramento

1.1.1 Inquadramento geografico

Il contesto ambientale e urbano, in cui è situato il Palazzo del Capitano, è quello caratteristico degli spazi cittadini: il fabbricato è infatti situato all'interno del perimetro (definito dai piani urbanistici vigenti) del centro storico del comune di Padova.

L'inquadramento geografico viene effettuato evidenziando la costruzione oggetto in un estratto dell'ortofoto aerea, essa rileva l'ambito in cui sorge la costruzione, individuata da una campitura rossa (fig.1.1). Analizzando la foto, si possono notare gli elementi caratteristici dell'area, ossia una maglia non ortogonale di strade, che delimitano aggregati edilizi piuttosto articolati e compatti; inoltre, la notevole densità dei fabbricati, tipica dei centri storici, è puntualmente interrotta da numerosi allargamenti viari, piazzette e piazze maggiori, tutti connotati da forma e dimensioni proprie.



Figura 1.1- Estratto da ortofoto, il Palazzo del Capitano viene evidenziato in rosso.

1.1.2 Inquadramento geologico

L'indagine delle caratteristiche del terreno sottostante l'edificio è stata svolta mediante lo studio delle tavole geologiche del Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) di Padova redatto nel giugno del 2011.

Dalla tavola "PTCP_1_a_Geolitologica" l'area è definita come di pianura, con terreno di fondazione consistente in materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa.

La tavola "PTCP_2_a_Idrogeologica" segnala, per la zona di appartenenza dell'edificio, la presenza di falda freatica posta a profondità compresa tra 2 e 5 m dal piano campagna.

In base alla combinazione dei punteggi dei parametri di litologia, soggiacenza della falda, uso acquedottistico, centri di pericolo, rischio sismico, uso del suolo e rischio idraulico, la tavola "PTCP_P_2bis_a_SintesiSensibilitaSuolo" sintetizza la sensibilità del suolo in oggetto tramite il giudizio qualitativo complessivo "poco sensibile".

1.1.3 Inquadramento cartografico

Per poter apprezzare maggiormente le forme e i rapporti dimensionali presenti tra le costruzioni limitrofe e l'edificio in oggetto, viene riportato un estratto dalla Carta Tecnica Regionale (CTR), anche in questo caso la costruzione è evidenziata in rosso (fig. 1.2).

È così possibile individuare il fabbricato oggetto di studio rispetto agli edifici civili circostanti, ma anche rispetto ai luoghi di culto, rappresentati da una apposita campitura, e agli alberi, che caratterizzano la piazza su cui si affaccia l'edificio. Inoltre vengono riportati due elementi oggetto di tutela: il primo è l'area di tutela paesaggistica, desunta dalla stessa CTR; il secondo è il fiume, il quale è elemento protetto secondo il PTCP (Vincolo paesaggistico D.Lgs. 42/2004 - Corsi d'acqua).

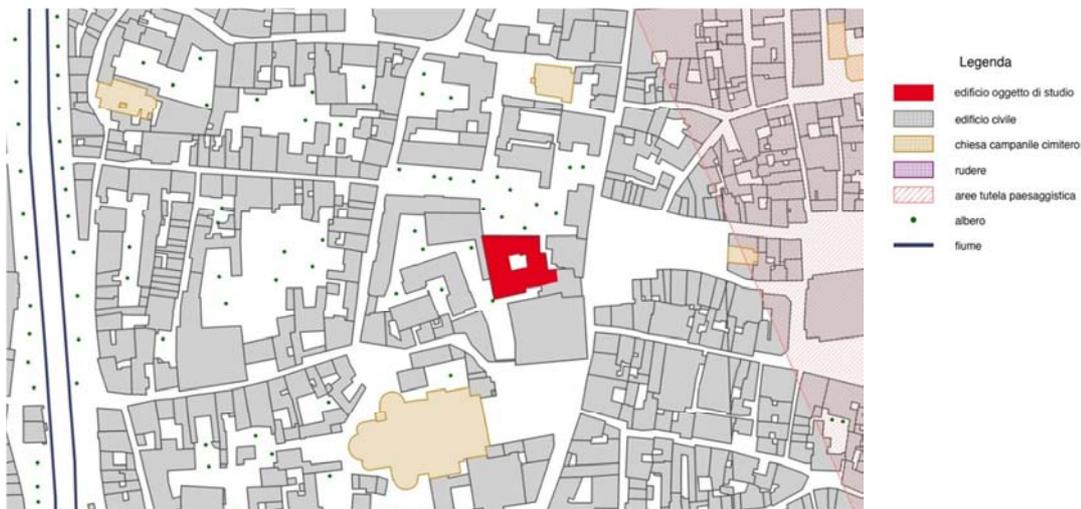


Figura 1.2- Estratto da Carta Tecnica Regionale, con legenda allegata.

Per creare un quadro conoscitivo il più completo possibile si riporta di seguito anche un estratto del PRG del comune di Padova ed, in particolare, della variante al PRG per il centro storico (fig 1.3). Per una più chiara identificazione dell'ubicazione dell'edificio vengono indicati i riferimenti viari adiacenti ad esso; inoltre si nota che il fabbricato si affaccia su Piazza Capitaniato raggiungibile da Piazza dei Signori attraverso l'arco del Falconetto, sotto l'orologio. Il Palazzo del Capitano è raggiungibile anche da via Arco Vallaresso, che collega via Monte di Pietà con Piazza Duomo e si protrae fino all'omonimo passaggio sul lato occidentale dell'edificio.

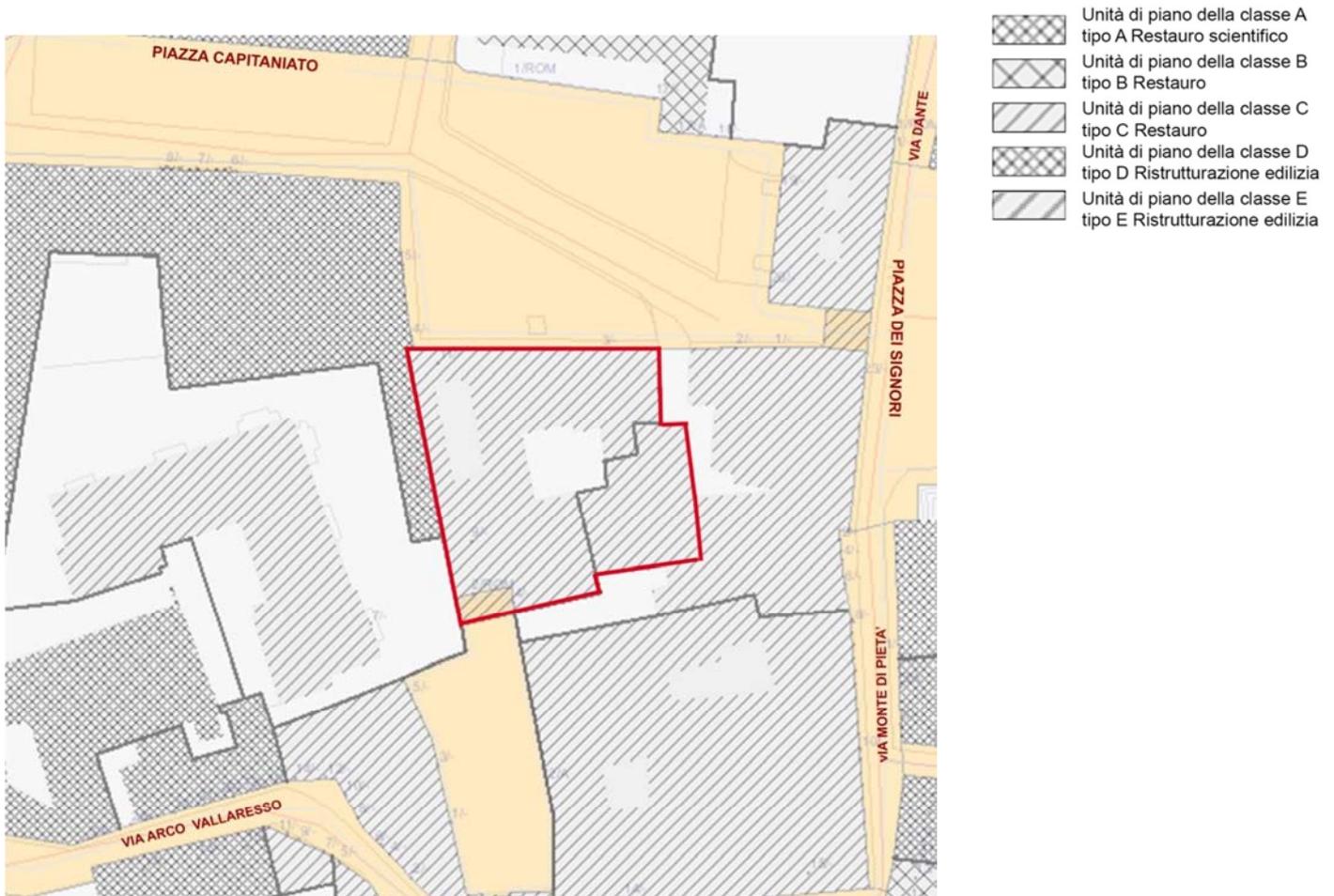


Figura 1.3- Estratto da PRG, con legenda allegata.

Il PRG (Piano Regolatore Generale) è lo strumento attraverso cui si disciplina l'assetto edilizio e lo sviluppo in generale del territorio comunale.

L'edificio oggetto di studio ricade, secondo la legenda, nelle "Unità di piano della classe C-tipo C Restauro" definita come classe costituita da edifici anteriori al 1811 con:

- carattere di permanenza storica limitato alla facciata e di particolare valore architettonico ed urbanistico;
- carattere di permanenza storica limitato alle sagome planimetriche e di valore documentale.

Il PRG prescrive inoltre tutti gli interventi ammessi sugli edifici di tale classe e la modalità da seguire; questi devono essere attuati con la tecnica del restauro ed esclusivamente mediante una o più delle seguenti modalità di intervento:

- 1) restauro o ripristino delle parti esterne; sono consentiti interventi di ricomposizione dei prospetti anche mediante limitate modifiche alle dimensioni delle aperture esistenti con possibilità per i prospetti interni di realizzare nuove aperture nel rispetto dei caratteri architettonici dell'edificio;
- 2) restauro o ripristino degli ambienti interni qualora vi siano elementi di documentata importanza;
- 3) adeguamento delle altezze minime dei locali a quelle stabilite dai regolamenti vigenti senza modifica della quota delle finestre, della linea di gronda e di colmo;
- 4) sopraelevazione del piano di calpestio al piano terreno degli edifici secondo quanto stabilito dai regolamenti vigenti;
- 5) inserimento di impianti tecnologici ed igienico-sanitari essenziali alla funzionalità dell'edificio nel rispetto dei caratteri architettonici, decorativi e costruttivi dell'immobile;
- 6) consolidamento e rinnovo delle strutture esteso a larghe parti dell'edificio;
- 7) restauro o ripristino degli spazi scoperti;
- 8) ripristino tipologico mediante:
 - ripristino dei collegamenti verticali ed orizzontali di uso collettivo (androni, blocchi scale, portici, ecc.);
 - ripristino della forma, delle dimensioni e dei rapporti fra le unità edilizie preesistenti e le aree scoperte (corti, chiostri, ecc.);
 - ripristino di tutti gli elementi costitutivi del tipo edilizio (partitura delle finestre, ubicazione di elementi principali ed elementi particolari).

Le Unità di Piano (definite dal PRG come unità minime di riferimento della disciplina urbanistico-edilizia) del Palazzo del Capitano sono destinate a servizi di interesse generale; tali unità riguardano gli immobili nei quali si svolgono servizi di interesse generale di livello urbano e/o territoriale.

Per le Unità di Piano destinate a servizi di interesse generale - attrezzature di interesse comune, la destinazione specifica viene definita con deliberazione del Consiglio Comunale nei casi in cui tale destinazione sia diversa dalla utilizzazione in atto.

Per identificare l'edificio dall'esterno è stato eseguito un rilievo fotografico dei quattro prospetti. Il prospetto nord è facilmente osservabile essendo prospiciente Piazza Capitaniato. Il prospetto ovest è accessibile al pubblico varcando l'arco Vallarosso, che collega Piazza Capitaniato con Piazza Duomo. Il prospetto sud è solo parzialmente visibile dagli spazi pubblici; infatti c'è un cancello che delimita il cortile meridionale del palazzo del Capitano, da cui si può osservare il resto del prospetto. Il prospetto orientale non è accessibile al pubblico e non è nemmeno osservabile dagli spazi esterni del palazzo del Capitano. Per poter esaminare tale prospetto bisogna accedere ai cortili privati dell'Ufficio Anagrafe del Comune di Padova.



Figura 1.4- Parte del Prospetto Sud.

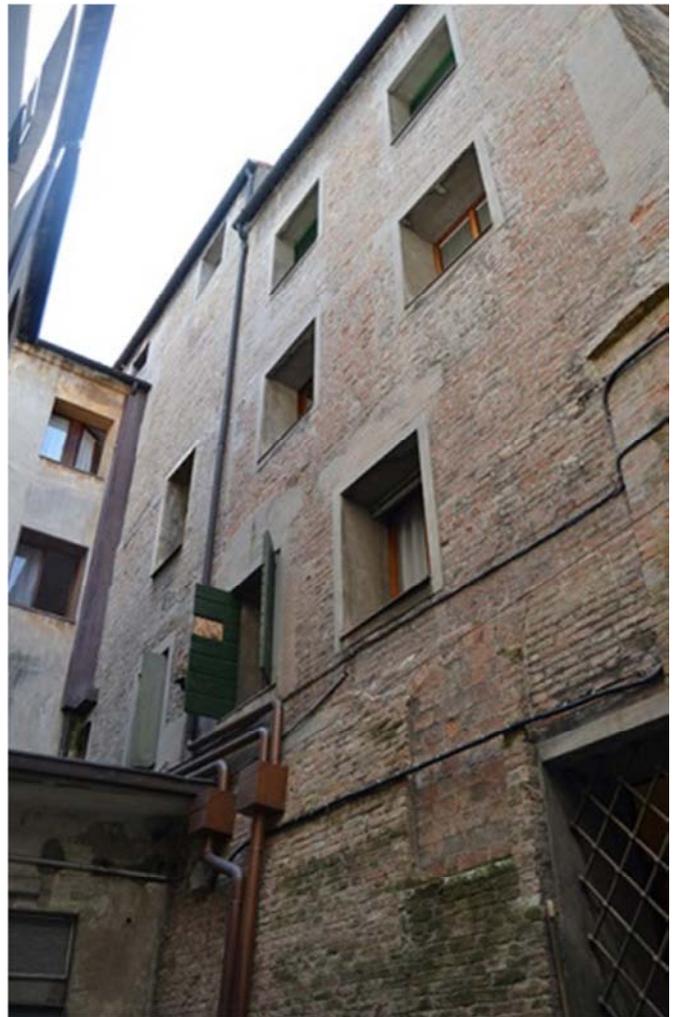


Figura 1.5- Parte del Prospetto Est.



Figura 1.6- Prospetto Nord, vista da Piazza Capitaniato.



Figura 1.7- Prospetto Ovest, Arco Vallarezzo.

1.1.4 Inquadramento sismico

1.1.4.1 Rischio sismico

L'Italia è uno dei paesi del Mediterraneo a maggiore rischio sismico, essa è infatti situata nella zona di convergenza tra la zolla euroasiatica e quella africana ed è per cui sottoposta a notevoli forze di compressione dovute ai movimenti tettonici.

Nel 2003 è stato avviato in Italia un processo per la stima della pericolosità sismica, in particolare con l'Ordinanza PCM 3274/2003 (GU n. 108 dell'8 maggio 2003); questa analisi si basa su dati, metodi e approcci aggiornati e condivisi a livello internazionale. Tale lavoro ha portato alla realizzazione nel 2004 della Mappa di Pericolosità Sismica (MPS04), la quale descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante.

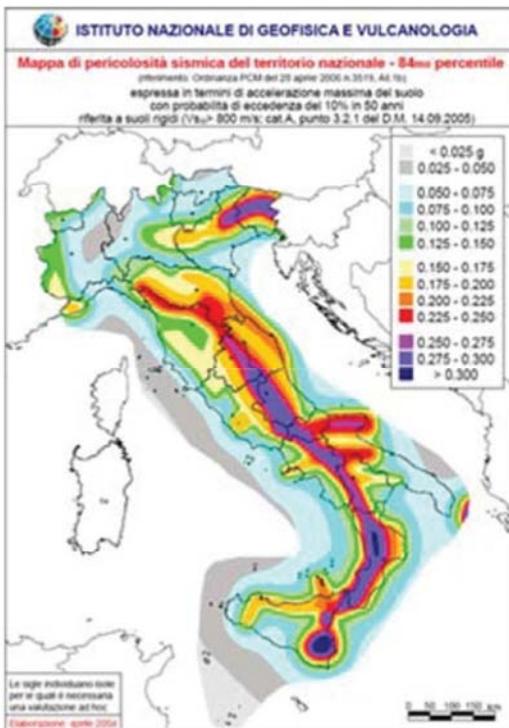


Figura 1.8- Mappa di pericolosità sismica italiana

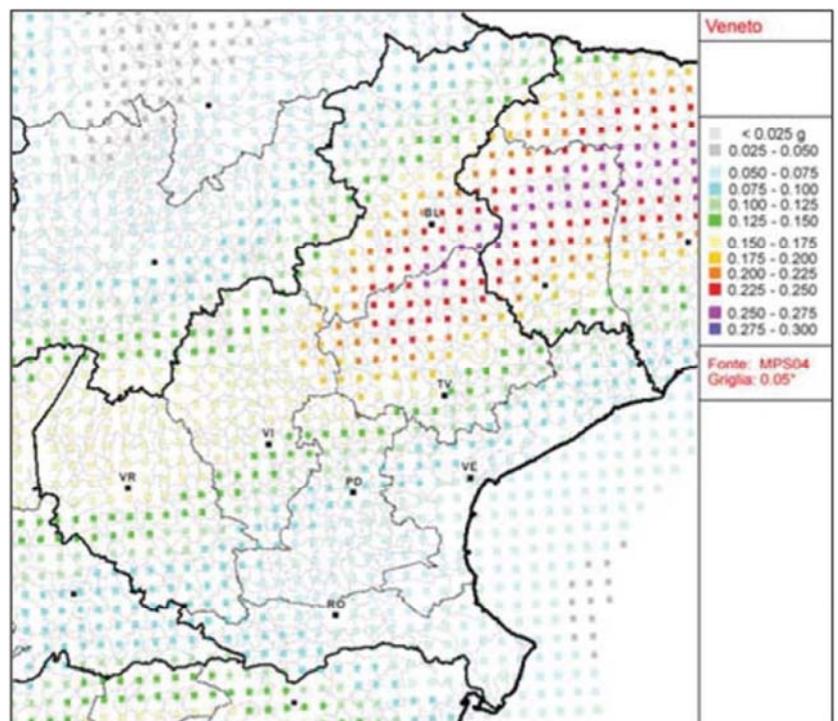


Figura 1.9- Mappa di pericolosità sismica della regione Veneto

Le Norme Tecniche per le costruzioni impongono l'uso della microzonazione sismica con lo scopo di riconoscere ad una scala sufficientemente grande le condizioni locali che possono modificare sensibilmente le caratteristiche del moto sismico atteso. Come si può osservare dalla Mappa di pericolosità sismica della regione Veneto, Padova appartiene alla zona quattro con una pericolosità sismica bassa, essa prevede un valore di a_g compreso nell'intervallo 0,050g-0,075g.

Quello a cui si deve fare riferimento però è il rischio sismico, esso viene espresso dalla Protezione Civile come la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo. Esso rappresenta l'insieme della pericolosità, vulnerabilità ed esposizione di un determinato luogo:

- con il termine pericolosità (P) si intende una caratteristica intrinseca della zona considerata, legata all'intensità macrosismica e al tempo di ritorno del sisma; essa è indipendente da ciò che è stato costruito dall'uomo. Pur non essendo possibile prevedere terremoti o ridurne l'intensità e frequenza è possibile migliorare la progettazione e gli interventi avendo un'adeguata conoscenza della pericolosità.
- con il termine vulnerabilità (D) viene identificata la predisposizione che gli edifici hanno ad essere danneggiati, indipendentemente dall'intensità del terremoto; essa misura la perdita di efficienza, o capacità residua, che il sistema esprime. Questa propensione al danno si può ridurre migliorando il comportamento dei componenti, sia strutturali sia non strutturali, degli edifici.
- infine con il termine esposizione (L) vengono considerate le caratteristiche sia ambientali sia quelle connesse alla presenza di attività umana nella zona del sisma, come ad esempio la geomorfologia del territorio e l'importanza rispetto all'uso, come scuole, ospedali ecc. Essa si riduce mediante un'adeguata progettazione nell'uso del territorio e l'aumento del livello di protezione.

Dopo aver definito tali parametri è possibile comprendere il rischio sismico di Padova, città in cui sorge l'edificio oggetto di studio; è questo il motivo che ha spinto l'Università di Padova ad intervenire sugli edifici di sua proprietà attraverso un aggiornamento di sicurezza sismica. La città anche se presenta una pericolosità bassa grazie alla ridotta frequenza e intensità dei terremoti, è caratterizzata da una vulnerabilità elevata, per la fragilità del patrimonio storico-artistico e per la presenza di attività che possono subire danni, e un'esposizione anch'essa elevata, per densità abitativa e lavorativa nel centro storico.

1.1.4.2 Storia sismica della città di Padova

Il territorio veneto è sempre stato soggetto a eventi sismici anche con livelli non trascurabili per il patrimonio edilizio. Per poter valutare l'incidenza di tale azione sulla città di Padova è stato fatto riferimento al sito dell'Istituto Geologico Nazionale e Vulcanologia (NGNV), in particolare al database Macroscopico italiano del 2011 (DBMI11).

Si riassumono di seguito gli eventi sismici veneti dal 1117 ad oggi:

- il primo evento risale infatti al 3 gennaio 1117 con epicentro nel basso veronese. A Padova si riscontrano danni alla chiesa di Santa Giustina e alla cattedrale; per quest'ultimo edificio furono necessari lavori di rifacimento della copertura.
- Il 25 dicembre 1222 Padova risentì degli effetti del terremoto, localizzato nel Bresciano, equivalente al grado IV della scala MCS.
- Il 25 gennaio 1348 il forte terremoto con epicentro in Carinzia provocò danni alla Torre Rossa del Comune, tanto da dover essere demolita e ricostruita.
- Il 24 gennaio 1491, il sisma con epicentro nel veronese, provoca crolli alla chiesa di Santa Maria dei Carmelitani.
- Il 26 marzo 1511 un nuovo evento sismico localizzato in Slovenia, provoca danni, soprattutto alle costruzioni civili minori della città padovana.
- Il 25 febbraio 1695, sotto la Repubblica di Venezia, un terremoto nell'asolano provoca fessurazioni e crolli nell'edificio del podestà in Piazza delle Erbe e un crollo della copertura della Chiesa del Carmine.
- Negli ultimi secoli, fino al sisma dell'Emilia del maggio del 2012, numerosi sono stati gli eventi sismici che hanno interessato la zona di Padova anche se con minori conseguenze.

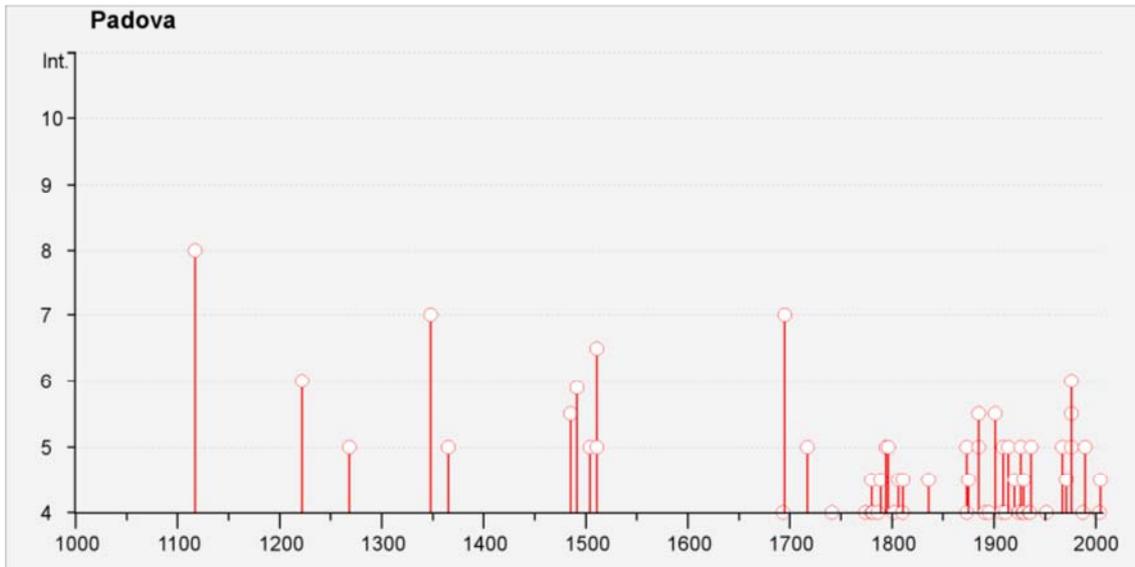


Figura 1.10 Grafico eventi sismici della città di Padova, fonte INGV.

1.2 Storia del Palazzo del Capitano

Non si hanno notizie di quanto esistesse nel sito oggetto di studio prima che vi fosse costruita nel XIV secolo la Reggia dei Carraresi, i quali governarono Padova dal 1337 al 1405. L'edificio venne costruito a partire dal 1598 per volere della Repubblica di Venezia, durante la cui dominazione vi fu un grande fermento edilizio e culturale: la celebrazione del potere dell'aristocrazia locale costituì una forte spinta propulsiva ai lavori pubblici. La prima ipotesi progettuale riguardava solo parte di quello che poi sarebbe diventato il Palazzo del Capitano; la costruzione era infatti composta inizialmente da due parti simmetriche rispetto alla centrale Torre dell'Orologio: a Nord Palazzo dei Camerlenghi, a Sud il vero e proprio Palazzo del Capitano. Il progetto, sviluppato dagli architetti a servizio della Serenissima Giulio Viola Zanini e Marcantonio Cavazza, consisteva in una serie di interventi di recupero sugli edifici dell'antica Reggia Carrarese, i quali sarebbero stati adattati per accogliere la residenza del Capitano e le sedi delle attività connesse al suo governo.

Nei successivi due secoli di governo della città i Veneziani operarono numerose azioni di demolizione e ricostruzione, trasformando uno spazio piccolo e irregolare nella cosiddetta Corte del Capitaniato, ovvero in una superficie aperta e uniforme definita dalle nuove architetture. Per quanto riguarda il palazzo vero e proprio, si ha notizia solo di minimi interventi di manutenzione saltuaria.

La costruzione fu completata nel 1622, sotto la reggenza del capitano Zaccaria Sagredo, il quale promosse anche la ripavimentazione di Piazza dei Signori con un reticolato di cordone orientato da Nord a Sud, che evidenziava il percorso verso l'ingresso del Palazzo Prefettizio, ormai detto Palazzo ex-Capitaniato.

Nel 1797 la Serenissima perse definitivamente il suo potere sulla città di Padova, il cui governo passò ripetutamente di mano negli anni seguenti, dai Francesi agli Austriaci; fu così che l'intero Palazzo ex-Capitaniato fu destinato a magazzini e caserma per le truppe degli invasori. All'epoca il fabbricato faceva parte di un complesso edilizio di dimensioni molto maggiori, assimilabili a quelle dell'antica Reggia Carrarese.

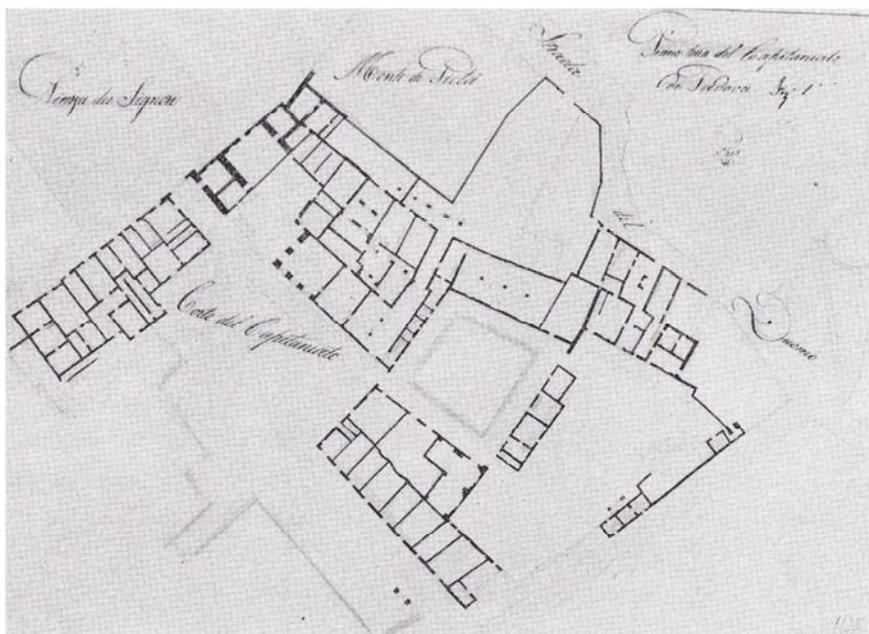


Figura 1.11 - Palazzo del Capitaniato, pianta Piano Terra, primi dell'800

All'inizio del XIX secolo l'edificio passò in proprietà al Demanio, per diventare sede del Commissariato di guerra; di conseguenza alcuni locali del piano terra vennero destinati alla funzione di dispensa del sale. Al 1804 in particolare, risalgono alcuni interventi di restauro, non meglio specificati, probabilmente finalizzati al recupero delle strutture danneggiate da un violento temporale e da un terremoto avvenuti nel 1780. Nel 1859 vi fu una proposta di acquisto del bene immobile da parte del Comune di Padova, con la conseguente stima dei locali e perizia dei lavori necessari. In tale circostanza l'ingegnere incaricato descrisse così il degrado riscontrato: "mura guastate nell'intonaco, pavimenti rovinati, solai malandati e serramenti rotti"¹. Successivamente il Comune fece redigere un progetto, non realizzato, che prevedeva l'allocazione di uffici comunali e abitazioni nelle sale del palazzo.

Al 14 Agosto 1867, poco dopo l'annessione del Veneto al Regno d'Italia, risale l'atto di compravendita del Palazzo ex-Capitanato tra la Regia Intendenza Provinciale delle Finanze e il Comune. Il fabbricato rientrò così in un programma di interventi finalizzati alla modernizzazione della città, il cui obiettivo più generale era quello di riqualificare le piazze storiche e gli edifici pubblici; in particolare, nel 1870 fu restaurato l'Arco Vallaresso (anche detto Arco del Valaresso).

All'interno di un ulteriore piano di risanamento della città storica, nel 1872 l'ingegner Giuseppe Selvelli preventivò una serie di interventi che comportarono essenzialmente la demolizione della scala esistente nella corte più a Ovest; anche all'interno dei locali esistenti fu eseguita una notevole quantità di lavori, come la ricostruzione di pavimenti, soffitti e serramenti.

Per quanto riguarda gli avvenimenti che hanno caratterizzato l'intero complesso nel corso del Novecento, si ha notizia di operazioni di restauro e recupero negli anni 1938-1942 da parte dell'Università di Padova; su committenza della stessa, negli anni 1962-1963 venne realizzata un'opera di risistemazione architettonica e strutturale del fabbricato. Già nel dopoguerra questo edificio storico ospitava la Facoltà di Magistero, che negli anni Novanta tramuterà il suo nome in Facoltà di Scienze della Formazione, pur mantenendo la medesima sede.

Nel 1998 ebbero inizio i lavori di salvaguardia, recupero e restauro conservativo delle facciate, su commissione del Comune di Padova affiancato dalle Soprintendenze ai Beni Architettonici e Artistici del Veneto. Relativamente alle parti lapidee, furono programmate azioni di preconsolidamento e pulitura delle superfici, mentre per quanto riguarda gli elementi in muratura si ritenne necessario un intervento di manutenzione straordinaria, oltre alla raschiatura del vecchio intonaco con conseguente stesura del cosiddetto "intonachino".

Attualmente sono in atto al terzo piano lavori di manutenzione ordinaria, come per esempio interventi di sostituzione di serramenti o pavimentazioni.

Un altro aspetto dell'analisi storico critica può tradursi nella riproposizione dell'evoluzione costruttiva dell'aggregato. Si tratta tuttavia di una ricostruzione ipotetica delle varie fasi di trasformazione del fabbricato, in quanto non è stato possibile reperire informazioni certe e dettagliate relativamente alle mutazioni planimetriche e volumetriche nel corso dei secoli. Possiamo dire con certezza che all'inizio dell'800, come conferma il catasto Napoleonico del 1811, il sedime dell'attuale Palazzo del Capitano era occupato da un aggregato edilizio che includeva il Palazzo dei Camerlenghi ed era caratterizzato dalla presenza di due corti interne.

² Da "Elaborato pella stima di una porzione del fabbricato ex Capitanato nella Piazza dei Signori di Padova"- Archivio generale del Comune di Padova

Verso la fine del secolo vi fu una probabile apertura a tutta altezza di parte del passaggio del Vallaresso, mentre nei primi anni del Novecento si evidenzia la chiusura di una delle due corti interne del palazzo, quella più a Ovest.

Negli anni seguenti non sono noti interventi riguardanti la trasformazione dell'involucro esterno, bensì solo di sistemazione degli ambienti interni; il catasto italiano del 1954 non mostra infatti modifiche significative rispetto al precedente catasto del 1902.

Assume invece maggior rilievo, per dimensione e importanza strutturale delle azioni progettuali, l'intervento di sistemazione del 1962-1963. Grazie alle planimetrie di progetto dell'epoca, è stato possibile rilevare le demolizioni e ricostruzioni effettuate per ogni piano dell'edificio.

Vengono di seguito riproposte solamente le piante del piano terra prima e dopo l'intervento, in quanto da esse si evincono chiaramente le trasformazioni rilevanti ai fini dell'analisi delle vulnerabilità della struttura. Si evidenzia la demolizione di alcune pareti interne e la successiva ricostruzione di murature delimitanti una nuova corte centrale a cielo aperto. È inoltre da notare l'introduzione di una struttura in cemento armato finalizzata ad ospitare l'ascensore e situata lateralmente rispetto alla nuova corte centrale.

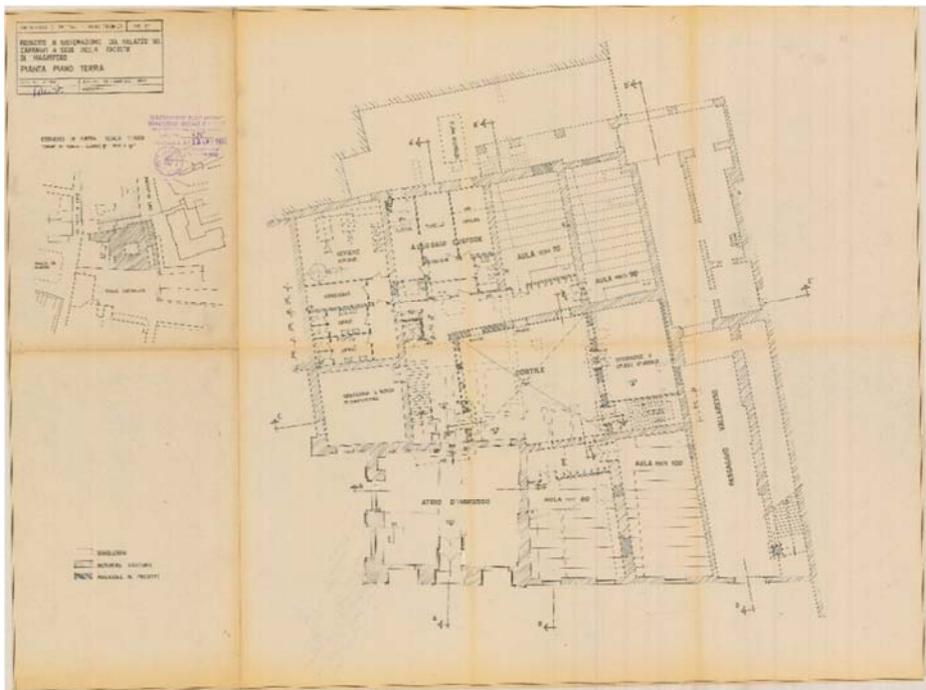


Figura 1.11 - Progetto di sistemazione del Palazzo del Capitano a sede della facoltà di magistero, pianta Piano Terra

Nelle piante dei piani superiori, vengono analogamente rappresentate le demolizioni necessarie alla creazione del cortile interno e la prosecuzione in altezza delle murature che conterranno l'ascensore; nelle tavole di progetto viene anche illustrata tramite una sezione, la sopraelevazione che verrà realizzata a livello del terzo piano, con la conseguente chiusura della seconda corte interna già esistente all'inizio del XIX secolo.

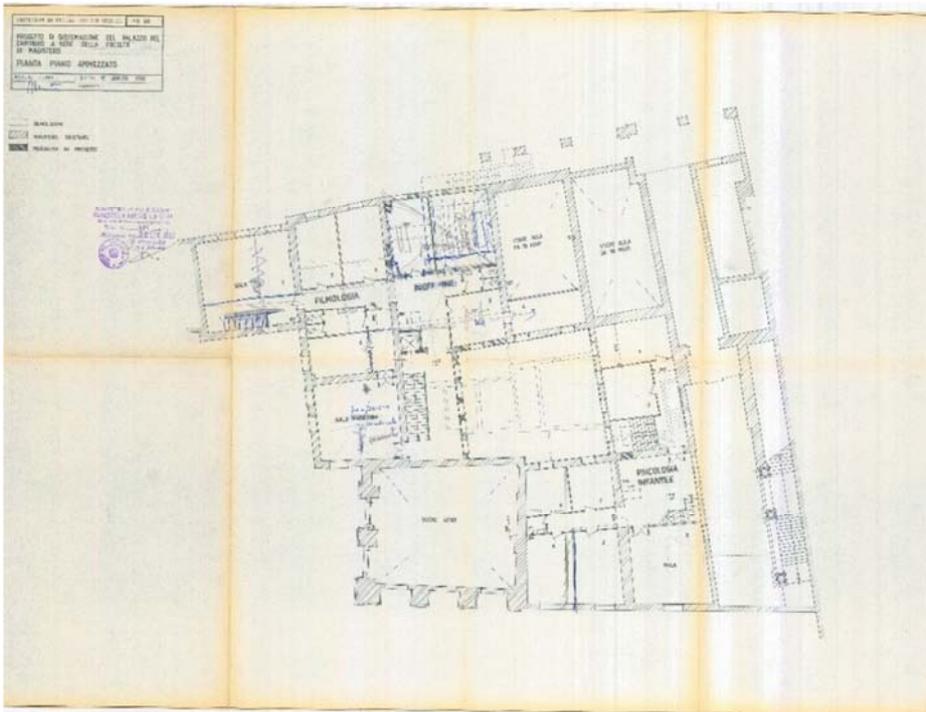


Figura 1.12 - Progetto di sistemazione del Palazzo del Capitano a sede della facoltà di magistero, pianta Piano Ammezzato

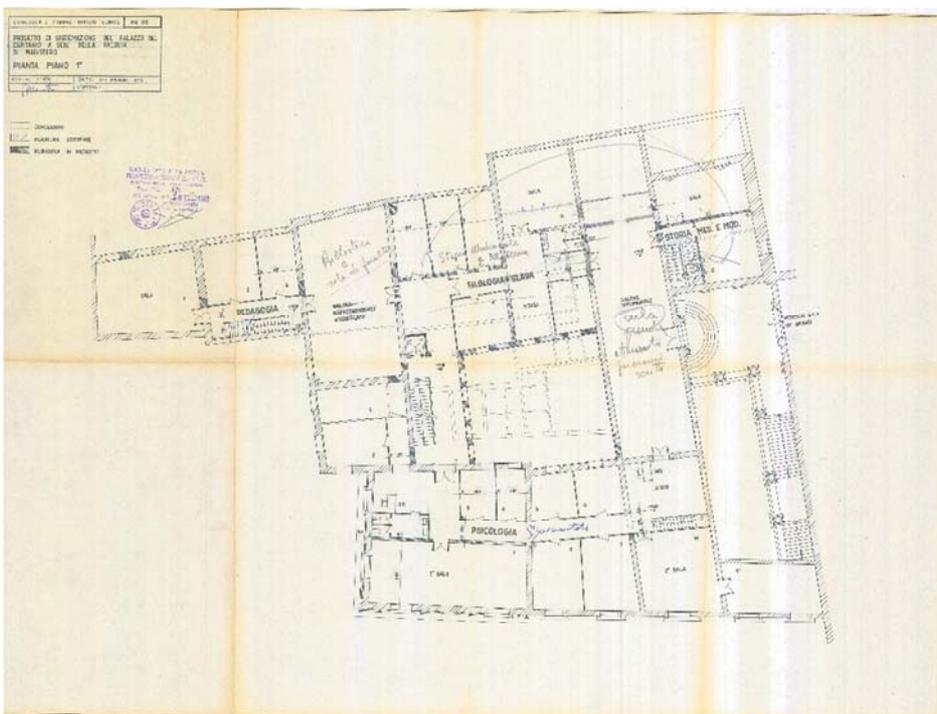


Figura 1.13 - Progetto di sistemazione del Palazzo del Capitano a sede della facoltà di magistero, pianta Piano Primo

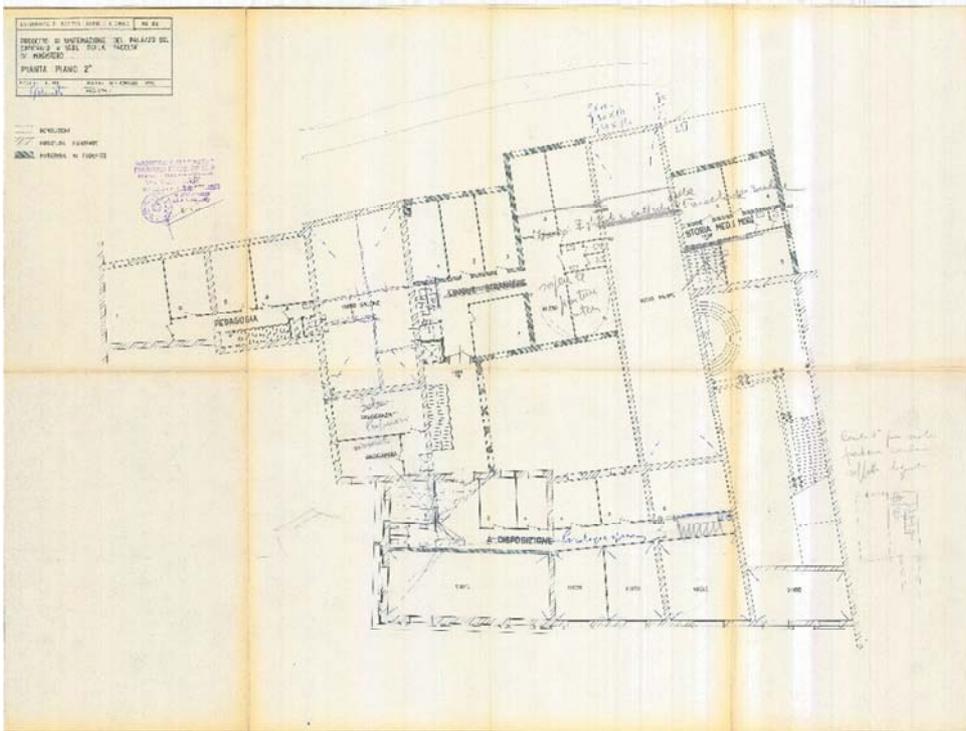


Figura 1.14 - Progetto di sistemazione del Palazzo del Capitano a sede della facoltà di magistero, pianta Piano Secondo

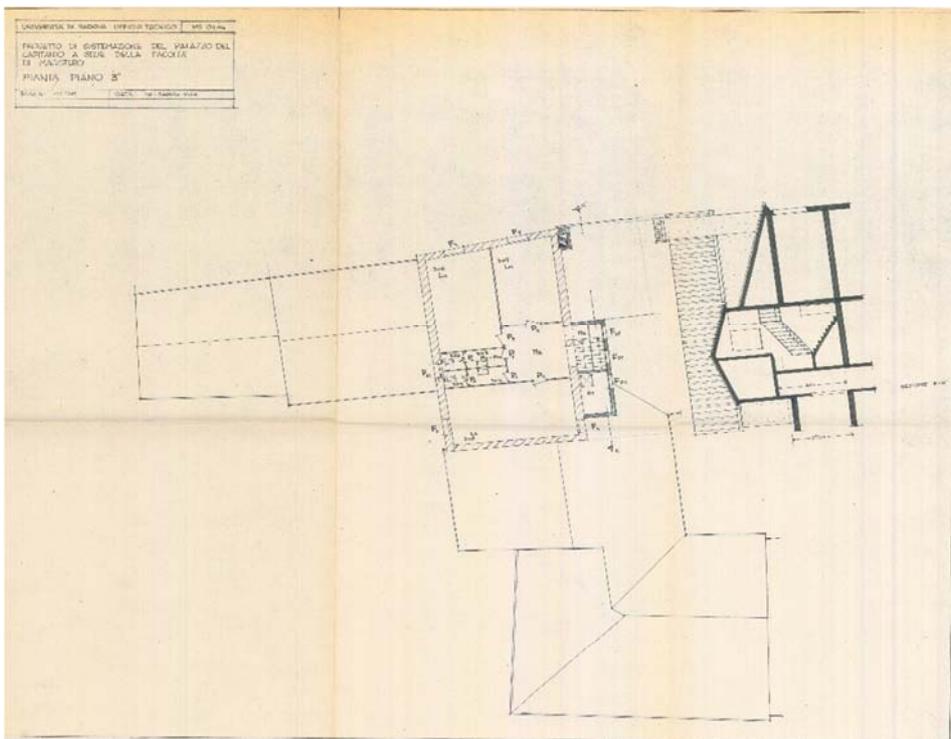


Figura 1.15 - Progetto di sistemazione del Palazzo del Capitano a sede della facoltà di magistero, pianta Piano Terzo

1.3 Beni di interesse storico-artistico

All'interno del Palazzo del Capitano sono presenti degli elementi che possono essere considerati come beni oggetto di interesse e valore artistico. Tuttavia non sono state riscontrate fonti certe di alcun genere che potessero confermare queste valutazioni o apportare informazioni utili ad approfondirne il contenuto. Le ripetute ricerche effettuate all'Archivio di Stato, nei diversi poli bibliotecari di Padova, presso la Soprintendenza ai Beni Architettonici e Artistici del Veneto, non hanno portato ad esiti positivi.

Sulla parete orientale dell'atrio di ingresso vi è parte di un affresco, probabilmente restaurato di recente. Sul soffitto della stessa sala è invece stato mantenuto integralmente un affresco raffigurante quasi certamente uno stemma. Al piano primo è stata lasciata in evidenza sulla parete intonacata un diverso stemma, questa volta scolpito nella pietra.



Figura 1.16 – Stemma presente nel soffitto dell'atrio di ingresso



Figura 1.17 – Stemma in pietra presente al primo piano

Al secondo piano sono presenti un maggior numero di affreschi ed elementi scultorei, situati in particolare nella sala principale della biblioteca e nella più famosa Sala delle Edicole. Quest'ultima è ricoperta da dipinti parietali ed elementi scolpiti in pietra e marmo sui quattro lati; è inoltre visibile una porzione di muratura in laterizio più antica, alla quale tuttavia non è stato possibile attribuire una data precisa per mancanza di fonti. Nella suddetta sala dell'attuale biblioteca è da sottolineare la presenza del soffitto in travi lignee dipinte con decorazioni in oro e blu, sotto le quali si estende ciò che rimane di un affresco situato nella parte alta delle quattro pareti. Si può infine ipotizzare che gli affreschi presenti nella Sala delle Edicole siano stati eseguiti dall'Altichiero e da Jacopo Avanzi nel XIV secolo, dato che questi medesimi autori hanno affrescato la vicina Sala dei Giganti, facente parte del palazzo Liviano.



Figura 1.18– Dettaglio della Sala delle Edicole



Figura 1.19 – Dettaglio del soffitto della biblioteca in cui è visibile ciò che rimane dell'affresco della parete

Per quanto riguarda la facciata Nord, vi è una ghirlanda in pietra delimitata sopra e sotto da due oggetti scultorei, raffiguranti rispettivamente una testa e una targa. Il prospetto orientale invece è caratterizzato dalla presenza di numerosi bassorilievi, probabilmente simboleggianti stemmi araldici, e da un gruppo scultoreo sovrastante il portale d'accesso alla Sala delle Edicole situato al termine dello scalone monumentale. Quest'ultimo elemento artistico è costituito da due statue poste simmetricamente rispetto ad un blasone centrale.



Figura 1.20 – Dettaglio prospetto Est

CAPITOLO 2- RILIEVO FOTOGRAFICO-FUNZIONALE

2.1 Rilievo fotografico esterno dell'edificio...pag.23

2.2 Rilievo fotografico interno dell'edificio...pag.24

2. RILIEVO FOTOGRAFICO-FUNZIONALE

La fase conoscitiva del manufatto oggetto di studio procede con il rilievo fotografico-funzionale, questo rilievo permette di avere una chiara concezione degli spazi interni e della distribuzione delle varie funzioni ad essi assegnate. Per una visione più completa dei dati rilevati si rimanda alle tavole 2. Nelle quali la caratterizzazione funzionale dell'edificio e dei suoi spazi è stata eseguita analizzando in pianta i singoli piani dell'edificio ed evidenziando in essa i coni ottici relativi ad ogni fotografia riportata.

2.1 Rilievo fotografico esterno dell'edificio

Il Palazzo del Capitano sorge nel centro storico di Padova, l'ingresso principale si affaccia su Piazza del Capitano collegata a due delle piazze più importanti della città, essa infatti è raggiungibile sia da Piazza dei Signori, attraverso il passaggio pedonale sotto alla Torre dell'Orologio, sia da Piazza Duomo, attraverso l'Arco Vallarezzo.



Figura 2.1-Ingresso Principale, prospetto Nord



Figura 2.2-Prospetto Sud, è visibile a destra la parte più alta dell'edificio

L'edificio si sviluppa su quattro livelli, di cui nessuno interrato, e presenta una pianta piuttosto irregolare: il prospetto Nord si sviluppa per una lunghezza inferiore rispetto al prospetto Sud, mentre entrambi gli altri prospetti sono in parte divisi con gli edifici adiacenti; al centro la struttura si apre in una corte interna a tutt'altezza realizzata negli anni 60 del secolo precedente. L'edificio ha un'altezza di 14,3 m, tranne una parte, visibile dal prospetto Sud, che raggiunge i 17,5m.

Nel lato Ovest la costruzione è raggiungibile attraverso uno scalone esterno al quale si può accedere dal passaggio dell'Arco Vallaresso.



Figura 2.3-Scalone ovest e Arco Vallaresso

2.2 Rilievo fotografico interno dell'edificio

Per ogni piano è stata individuata la destinazione d'uso dei diversi ambienti che lo compongono. Le fotografie scelte sono quelle più significative scattate all'interno dell'edificio, in modo tale da rilevare le diverse funzioni in maniera più esplicativa e realistica.

Da questo rilievo è emerso che l'edificio ospita prevalentemente uffici per i docenti e solamente undici aule didattiche, di cui quattro sono aule informatiche. Quindi il Palazzo del Capitano è sede di funzioni amministrative più che didattiche e viene utilizzato dagli studenti dell'ateneo soprattutto per usufruire delle ampie biblioteche-aule studio.

Il piano terra è quello che accoglie il maggior numero di funzioni diverse, ci sono infatti: un atrio d'ingresso, alcuni uffici e aule didattiche, servizi sia ad uso degli studenti che ad uso esclusivo del personale, due archivi, un locale tecnico e alcuni depositi.



Figura 2.4- Atrio d'ingresso



Figura 2.5- Locale tecnico

Il primo piano è occupato prevalentemente da uffici, ci sono poi due aule, un deposito e i servizi ad uso esclusivo del personale.

Anche il secondo piano ospita numerosi uffici e due aule. Ampie stanze sono invece adibite a biblioteche-aule studio e il grande spazio rettangolare sul lato occidentale dell'edificio è adibito ad aula magna. Questa sala, chiamata "Sala delle Edicole", è accessibile anche dallo scalone esterno.



Figura 2.6- Aula didattica



Figura 2.7 - Biblioteca, aula studio



Figura 2.8- Aula Magna

Il terzo piano ospita uffici, aule, biblioteche, servizi e due depositi.
Il quarto piano è quasi totalmente occupato dal sottotetto. Si tratta di ambienti non abitabili e difficilmente accessibili. A questo piano ci sono anche tre uffici e un servizio.



Figura 2.6 – Sottotetto

CAPITOLO 3- RILIEVO GEOMETRICO.....P.31

3. RILIEVO GEOMETRICO

La prima fase dell'analisi conoscitiva della geometria dell'edificio è consistita, tramite un rilievo geometrico, nella verifica degli elaborati di rilievo forniti. Tali dati sono le piante architettoniche dell'edificio, redatte secondo il rilievo dell'agosto 1996 dalla Divisione Servizi Tecnici dell'Università di Padova.

Il rilievo geometrico è stato affrontato con il metodo delle misure parziali; tale procedimento comporta la lettura della distanza reciproca dei punti di ogni singola parte, riportando inoltre la distanza totale come verifica. Non sempre il rilievo diretto è stato possibile a causa dell'inaccessibilità di alcune zone (la maggior parte del quarto piano è non rilevabile).

I mezzi utilizzati in questa fase sono stati: disto-laser, nastro metrico, documentazione base e macchina fotografica.

Di ogni ambiente sono state verificate le misure delle aperture e delle pareti in entrambe le direzioni. In alcuni casi è stata rilevata, ma non riportata in pianta, anche la diagonale come verifica delle misurazioni effettuate.

Le piante fornite dalla Divisione Servizi Tecnici dell'Università di Padova sono risultate, in seguito al rilievo, piuttosto attendibili; in alcuni casi la partizione interna è stata cambiata in corrispondenza all'ispezione, con ogni probabilità per interventi di variazione del distributivo, avvenuti in seguito al rilievo del 1996. Le modifiche rilevate sono state opportunamente riportate nelle piante di rilievo geometrico, che sono presentate nella versione odierna.

Per un maggiore approfondimento di questo rilievo si rimanda alle tavole 3 nelle quali vengono riportate le piante prima in scala 1:200, per poter essere rappresentate nella loro interezza, e successivamente riportate in scala 1:100 operando un'opportuna divisione della pianta totale.

Un elemento peculiare dell'edificio e comune a tutte le piante è la corte centrale, caratterizzata fortemente dalla scala antincendio a struttura metallica, realizzata nella seconda metà del Novecento.

I prospetti sono stati disegnati in digitale partendo dalla documentazione del progetto del 1962, in cui erano presenti solo tre dei quattro prospetti. Il prospetto Est infatti è stato ricostruito sulla base delle piante, dei prospetti adiacenti, delle foto e delle misurazioni dirette; la restituzione del prospetto è quindi attendibile e documentata, ma per una maggiore precisione dimensionale è necessaria una specifica campagna di rilievo tramite strumenti elettronici adeguati. Come per le piante anche i prospetti sono stati riportati in diverse scale per permettere una visione d'insieme delle facciate.

Le sezioni, come spiegato per i prospetti, sono state disegnate in digitale sulla base delle tavole di progetto dell'intervento degli anni Sessanta. Le due sezioni tagliano l'edificio lungo le direzioni Nord-Sud e Est-Ovest. Di seguito vengono riportati alcuni degli elaborati riportati nell'allegato.

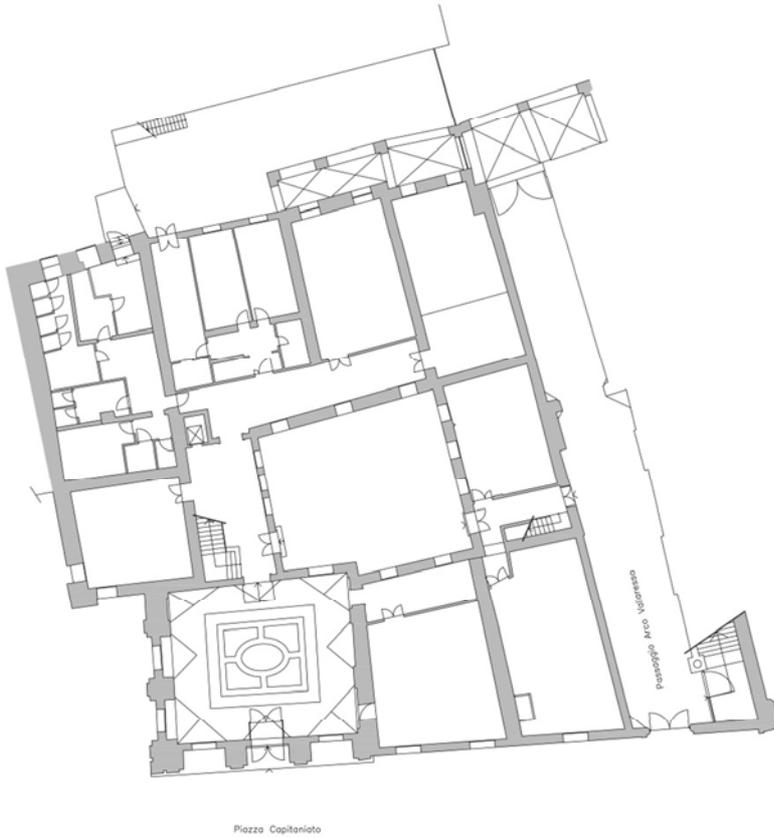


Figura 3.1- Pianta piano terra

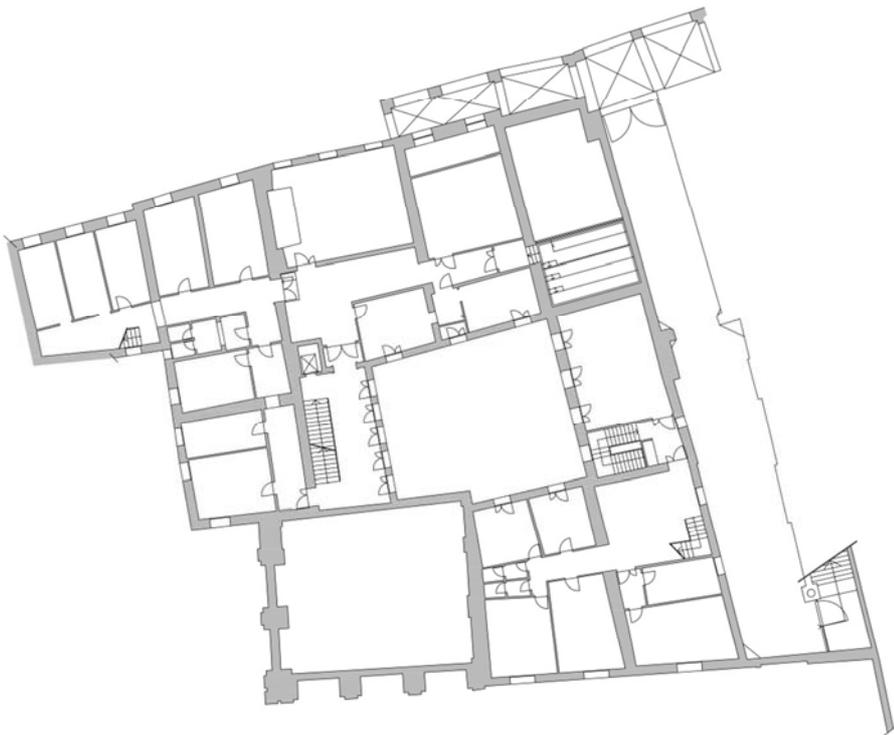


Figura 3.2- Pianta primo piano



Figura 3.3- Pianta secondo piano



Figura 3.4- Pianta terzo piano

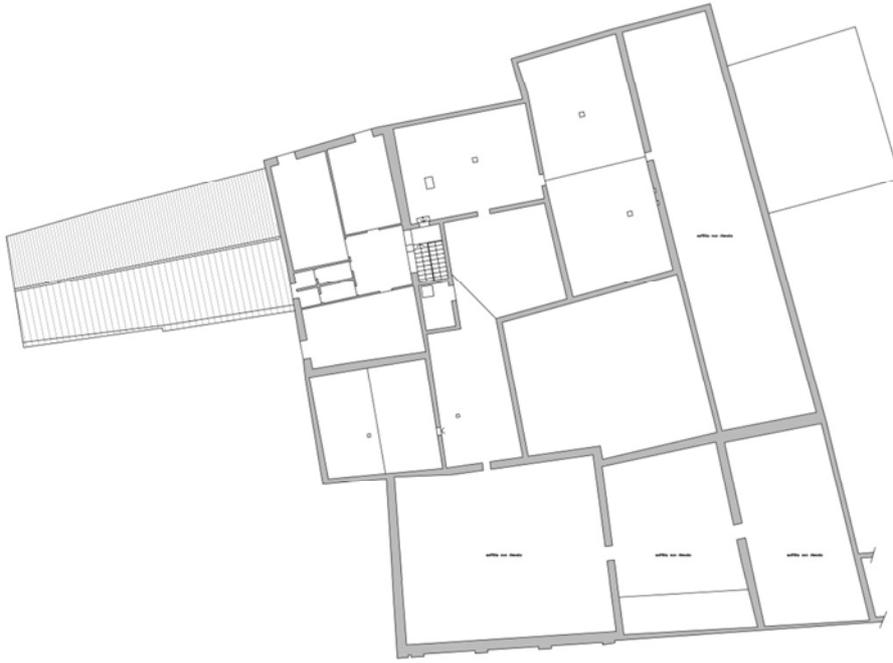


Figura 3.5- Pianta quarto piano

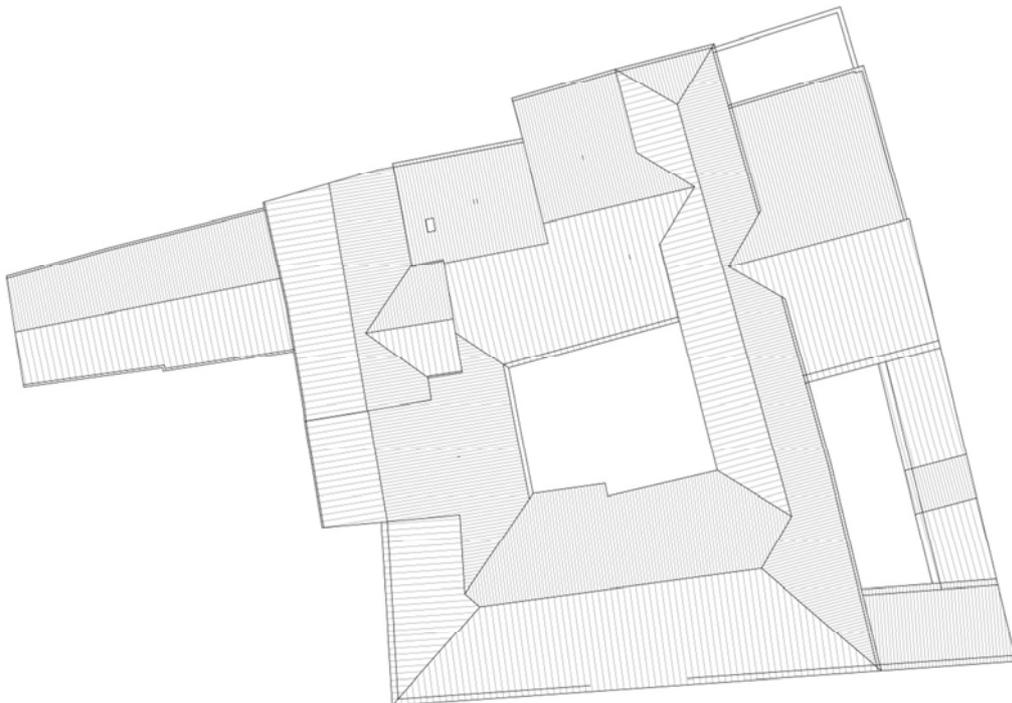


Figura 3.6- Pianta coperture



Figura 3.7- Prospetto Nord



Figura 3.8- Prospetto Est



Figura 3.9- Prospetto Sud



Figura 3.10- Prospetto Ovest



Figura 3.11- Sezione Est-Ovest

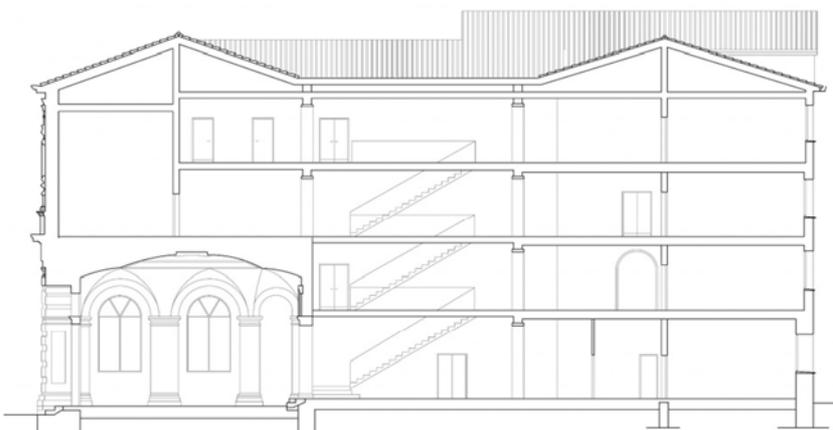


Figura 3.12- Sezione Nord-Sud

CAPITOLO 4- ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE CON INDICAZIONE DEI DANNI

- 4.1 Rilievo costruttivo-strutturale
 - 4.1.1 Le piante strutturali..... pag.40
 - 4.1.2 I dettagli costruttivi..... pag.44
 - 4.1.3 Scheda per il rilievo della tipologia e
della qualità della muratura..... pag.45
- 4.2 Rilievo critico
 - 4.2.1 Individuazione criticità e vulnerabilità..pag.52
 - 4.2.1.1 Le piante di vulnerabilità..... pag.52
 - 4.2.1.2 I prospetti di vulnerabilità..... pag.52
 - 4.2.2 Stato dei danni, dissesti e degradi..... pag.54
- 4.3 Valutazione dell’impatto degli impianti
tecnologici sugli elementi strutturali..... pag.58

4. ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE CON INDICAZIONE DEI DANNI

Al fine di determinare la vulnerabilità sismica del Palazzo del Capitano, e del suo comportamento di fronte a tale evento, si procede ad analizzare la costruzione anche dal punto di vista strutturale. Per ottenere un buon quadro conoscitivo dell'edificio è necessario effettuare la diagnosi, ovvero il rilievo materico-costruttivo e la caratterizzazione meccanica dei materiali. Le informazioni su cui si basa questa analisi derivano dal rilievo visivo e fotografico e dalla documentazione archivistica pervenuta; per tale motivo il rilievo materico presenta alcune incertezze. Sia i muri interni che quelli esterni, a parte una zona del prospetto Sud e del prospetto Est all'esterno e una zona del sottotetto all'interno, sono intonacati e ciò rende difficoltoso valutare la qualità degli elementi resistenti. I valori adottati per le caratteristiche meccaniche sono quelli forniti dalla normativa poiché non è stata svolta nessuna prova in loco o in laboratorio.

Lo sviluppo dell'analisi dello stato di fatto, del comportamento strutturale e la valutazione della vulnerabilità sismica si sono pertanto basati sulle limitate informazioni a disposizione e su alcune supposizioni, che dovrebbero essere verificate.

4.1 Rilievo costruttivo-strutturale

Il rilievo strutturale è stato eseguito tramite la rappresentazione delle tavole delle piante strutturali e dei dettagli costruttivi tipici e quindi con la compilazione della scheda per la valutazione della qualità muraria.¹

4.1.1 Le piante strutturali

Le piante strutturali seguono le regole proprie della rappresentazione delle piante strutturali, ossia è in vista ciò che è sopra il piano di sezione ("taglio e guardo verso l'alto"); inoltre, non vengono rappresentati i corpi scala affinché si possano mostrare i fori presenti a livello dei solai.

Nelle piante sono individuati tre diversi tipi di muratura a seconda del materiale costituente: muratura in laterizio pieno, muratura in laterizio forato e muratura in calcestruzzo armato (quest'ultima è esclusiva del corpo ascensore realizzato nel XX secolo).

La tipologia di muratura in laterizio pieno è stata attribuita come elemento portante verticale dell'intero edificio grazie a una serie di indizi:

- la zona di sottotetto, l'unica parte interna non intonacata dell'edificio, presenta murature in laterizio pieno;
- i pochi e circoscritti punti interni dell'edificio in cui l'intonaco è distaccato mostrano sempre una muratura in laterizio pieno;
- gli elaborati grafici ottenuti dagli archivi, quando indicano nel dettaglio la tipologia muraria, riportano murature portanti in laterizio pieno;
- gli interventi nel corso degli anni sulle murature portanti sono stati limitati (fatta esclusione per il cortile);

³ Si rimanda alla visione delle tavole 4 allegate.

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

- proprio il cortile, così come i prospetti est e sud, presenta esternamente una muratura in laterizio pieno faccia vista.

L'insieme di questi aspetti spinge a considerare come ipotesi fortemente probabile l'uso del mattone pieno come elemento strutturale verticale privilegiato, se non addirittura esclusivo. Una adeguata campagna di prove potrà confermare ciò che viene soltanto ipotizzato.



Figura 4.1- Particolare del sottotetto in cui si possono vedere i materiali costitutivi della muratura e della copertura.



Figura 4.2- Particolare del prospetto Est non intonacato.

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

La tipologia della muratura in laterizio forato è individuata dagli spessori dei muri, più esigui delle murature portanti; la tipologia è solo ipotizzata, ma riveste un ruolo marginale nell'analisi strutturale dell'edificio.

Le piante mostrano i diversi tipi e le direzioni dei solai dell'edificio; sono presenti e indicati prevalentemente solai in laterocemento e solai ipotizzati in laterocemento. La differenza di attendibilità della tipologia dipende dal fatto che i solai ritenuti certi sono rappresentati nelle sezioni progettuali dell'intervento dei primi anni Sessanta del Novecento. Quelli ipotizzati invece non sono disegnati nelle sezioni, ma sono comunque ritenuti in laterocemento; tale assunzione è giustificata dal fatto che, con l'eccezione dei due solai monumentali di cui si parlerà a breve, nell'intervento citato furono sostanzialmente sostituiti tutti i solai antichi con la tipologia di solaio travetto-pignatta, diffusamente e fiduciosamente utilizzata per anni negli interventi sugli edifici storici.

I tiranti con relativo capochiave e le catene in ferro e in legno, presenti nell'edificio e individuati dall'osservazione dei prospetti, sono puntualmente riprodotti nelle varie piante. Riguardo alla rappresentazione dei tiranti è importante chiarire due aspetti: il tratteggio, che di frequente raffigura il cavo del tirante, indica la mancanza di informazioni riguardo la posizione e la tecnica di ancoraggio dello stesso all'interno dell'edificio. Il secondo punto riguarda alcuni tiranti, che non si ancorano all'interno di murature ortogonali alla facciata e che non sono visibili all'interno dell'edificio; si può così interpretare che essi si ancorino all'interno dei solai di piano, i quali sono proprio in corrispondenza della posizione in prospetto dei tiranti. Non si può a priori escludere che questi tiranti siano stati in realtà tagliati, lasciando tuttavia i relativi capochiave in facciata.

Mentre le piante dei primi tre orizzontamenti propongono aspetti già affrontati, le piante del terzo piano e delle coperture possiedono delle peculiarità.

Tra i solai che coprono il terzo piano, è presente la tipologia di solaio:

- in legno di tipo cannicciato, intonacato all'intradosso e individuato da una difficoltosa ispezione in sottotetto;
- in legno ritenuto scarico e appeso al solaio in laterocemento all'estradosso; la tipologia è motivata dall'analisi delle tavole di progetto dell'intervento degli anni '60;
- In laterocemento senza cappa, rilevata dall'ispezione in sottotetto e dalle tavole dell'intervento citato;
- sconosciuto, non rilevato e non ipotizzabile per insufficienza di conoscenze a riguardo.

La pianta dell'ultimo livello mostra le coperture dell'edificio; è individuato lo schema strutturale dei vari orizzontamenti (capriata, copertura a una o due falde) e il materiale strutturale costituente (legno o laterocemento senza cappa). Per porzioni di sottotetto non ispezionate non è stato possibile individuare la tipologia strutturale della copertura. Le coperture rappresentate sono situate a quote diverse, ma sono riportate nella stessa pianta per restituire una visione d'insieme degli orizzontamenti sommitali dell'edificio.

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni



Figura 4.3- Dettaglio solaio in legno ipotizzato scarico e appeso al solaio in laterocemento, piano secondo.



Figura 4.4- Particolare del sottotetto in cui si possono vedere i materiali costitutivi della muratura, della copertura e in particolare il solaio di tipo cannicciato.

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

4.1.2 I dettagli costruttivi

La documentazione relativa al progetto per gli interventi del 1962-1963 ha permesso di ricavare informazioni rilevanti riguardanti alcune parti della struttura. Nelle tavole 4 vengono riportate gli elaborati contenenti la rappresentazione delle tipologie di solai per gli orizzontamenti intermedi e la rappresentazione delle coperture.

Per quanto riguarda i solai ne sono state individuate tre tipologie in tutto l'edificio: solaio in laterocemento con e senza cappa e solaio ligneo appeso a laterocemento all'estradosso. In quest'ultima tipologia il solaio in legno viene considerato scarico, mentre il solaio in laterocemento, a differenza degli altri della medesima tipologia, viene rinforzato puntualmente da due travi IP 18 che sono alloggiate nello spazio di un travetto; le dimensioni del solaio ligneo e il sistema di collegamento tra i due solai non sono stati rilevati. I dettagli di tutti i solai sono ricavati dalle tavole di progetto dell'intervento citato; le dimensioni dei cordoli di bordo in calcestruzzo armato dei solai in laterocemento non sono state rilevate e sono solo indicative.

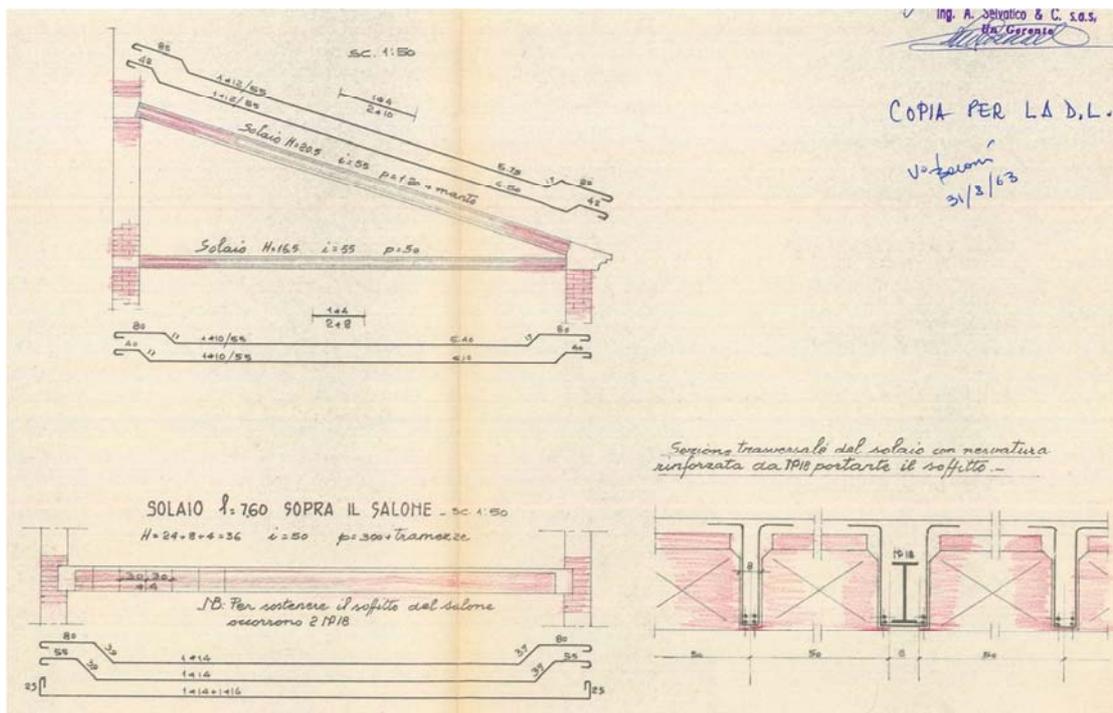


Figura 4.5- Estratto dal progetto per gli interventi del 1962-63

Anche per quanto riguarda le coperture sono state rilevate, dove possibile, tre tipologie: copertura in laterocemento senza cappa, copertura in legno e infine la capriata. Le dimensioni degli elementi strutturali sono stati desunti dalle tavole progettuali dell'intervento citato per le prime due tipologie, mentre le dimensioni degli elementi strutturali lignei della capriata sono state desunte dall'ispezione visiva e poi fotografia del sottotetto e pertanto vogliono essere solo indicative.

In particolare nei documenti relativi a tale intervento vengono riportati i dettagli costruttivi dello scalone principale che si sviluppa per tutta l'altezza dell'edificio.

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

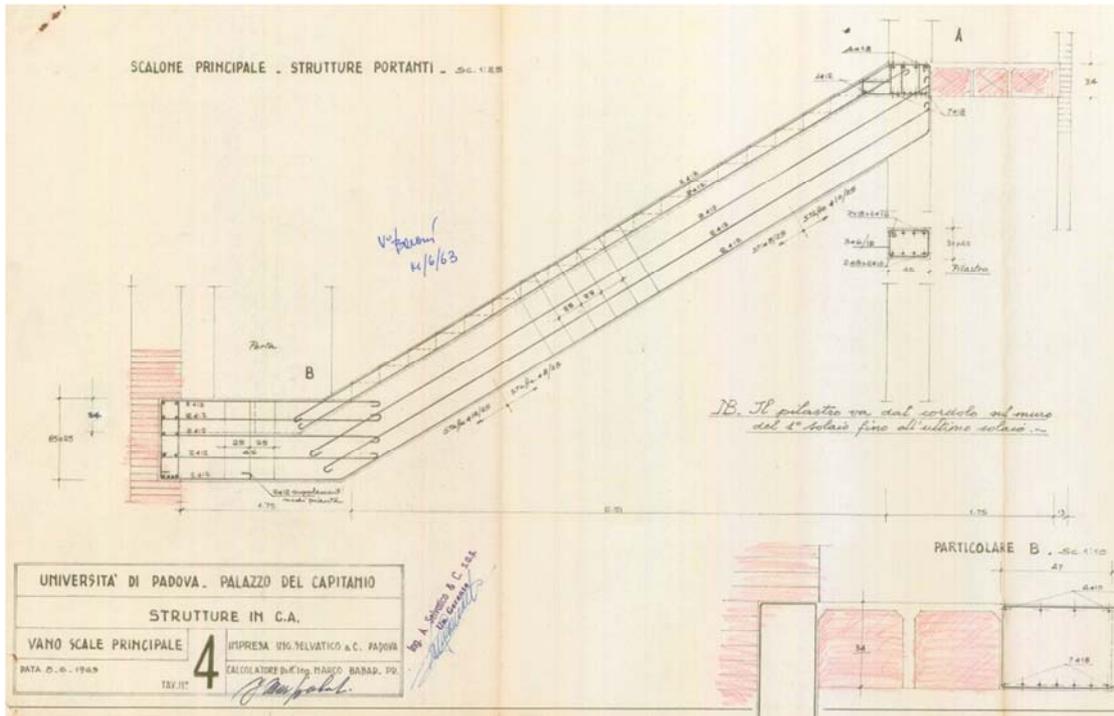


Figura 4.6- Estratto dal progetto per gli interventi del 1962-63

4.1.3 Scheda per il rilievo della tipologia e della qualità della muratura

Al fine di avvalorare le ipotesi riguardanti il comportamento strutturale dell'edificio oggetto di analisi, sono stati valutati i parametri che contribuiscono a definire la tipologia e la qualità della muratura, esaminandone una porzione rappresentativa.

Non avendo avuto la possibilità di effettuare indagini dirette su un campione, i dati raccolti sono stati dedotti limitatamente all'analisi visiva di una parte di muratura; pertanto i risultati ottenuti dipendono essenzialmente dai parametri più facilmente osservabili. Per lo stesso motivo, la sezione di muratura esaminata corrisponde alla faccia laterale di un'apertura presente nella parete del sottotetto di cui è stato osservato anche il paramento.

Diverse voci della scheda di valutazione non sono state inoltre completate, poiché queste si riferiscono principalmente a murature in pietra, mentre in questo caso si tratta di una partizione interna costituita da laterizi pieni.

Per quanto riguarda la tessitura del paramento, i due parametri da osservare sono l'orizzontalità dei filari e lo sfalsamento dei giunti verticali. Il primo è rispettato (R) in quanto il filare interessa l'intera larghezza e tutta l'altezza del campione murario, garantendo così una buona distribuzione dei carichi verticali. Il secondo parametro è invece soltanto parzialmente rispettato (PR) poiché i giunti di malta non cadono esattamente al centro, bensì in posizione intermedia tra la zona centrale e il bordo del mattone posizionato sul filare inferiore; solo in pochi casi i giunti sono verticalmente allineati. Si può ipotizzare di conseguenza che la muratura abbia una buona resistenza a trazione.

La forma degli elementi resistenti è regolare e squadrata poiché si tratta di laterizi di forma parallelepipeda; pertanto il relativo parametro è rispettato (R) e ciò assicura una buona resistenza della muratura rispetto alle azioni orizzontali complanari. Vi è tuttavia una prevalenza di laterizi di dimensioni medie, quindi il

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

rispettivo criterio di valutazione sarà parzialmente rispettato (PR), garantendo così un discreto grado di monoliticità alla parete.

Relativamente alle caratteristiche della malta utilizzata, la consistenza è friabile, la colorazione è grigia forse a causa della presenza di depositi superficiali, il tipo di aggregato costituente è probabilmente sabbia. Il criterio riguardante la qualità della malta è parzialmente rispettato (PR) dato che i giunti, pur non essendo in perfetto stato, non sono nemmeno particolarmente erosi; pertanto le azioni sollecitanti possono essere ripartite in maniera abbastanza uniforme ed è ulteriormente garantita la monoliticità della muratura.

Osservando la sezione sopra descritta, si rileva un unico paramento a tre teste spesso circa 40 cm. Si può notare come la presenza di diatoni sia solo parzialmente rispettata (PR) poiché gli elementi resistenti non attraversano l'intero spessore murario ma ne superano la metà fungendo da legamenti.

L'unico parametro della qualità muraria che sembra essere non rispettato (NR) è quello relativo alla presenza di zeppe: in base a una semplice ispezione visiva risultano essere assenti. Questa assenza è confermata dal fatto che le zeppe sono caratteristiche delle murature in pietra, in quanto hanno la funzione di diminuire lo spessore dei giunti di malta e conferire così, anche in questo caso, maggior compattezza e monoliticità alla parete; risultano essere quindi superflue nelle murature in laterizio.

In relazione alle valutazioni effettuate e ai giudizi sui parametri analizzati, è stato possibile utilizzare il "metodo dei punteggi" per definire l'indice di qualità (I.Q.) per ognuna delle tre azioni sollecitanti considerate (verticali, ortogonali, orizzontali complanari). In base al valore di tale indice si è potuta attribuire una categoria (A, B o C) alla muratura esaminata per ciascuna delle suddette azioni.

In particolare, si attribuisce alla porzione muraria un punteggio totale di 7,5 per quanto riguarda le azioni verticali; si raggiunge invece un punteggio di 7 per le azioni ortogonali, e di 6,5 per le azioni orizzontali complanari.

Per esprimere un giudizio riguardo il criterio mancante, ovvero la qualità degli elementi resistenti, sarebbe necessario effettuare una serie di prove sui materiali. Questo parametro, benché non contribuisca al punteggio totale, risulta fondamentale per la buona qualità della muratura. Infatti, se non rispettato, fa automaticamente ricadere la porzione muraria nella categoria C per ciascuna delle azioni sollecitanti. Sulla base delle considerazioni fatte, la muratura oggetto di analisi risulta essere di qualità medio-alta, in quanto quasi tutti i relativi parametri sono rispettati o parzialmente rispettati. Tuttavia lo stato di conservazione si può definire mediocre, poiché gli elementi resistenti presentano diverse mancanze, fenomeni di erosione e patine localizzate.

Seguono la "Scheda di primo livello per il rilievo della tipologia e della qualità della muratura" e le Tabelle dei punteggi, compilate sulla base delle riflessioni sopra citate.

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

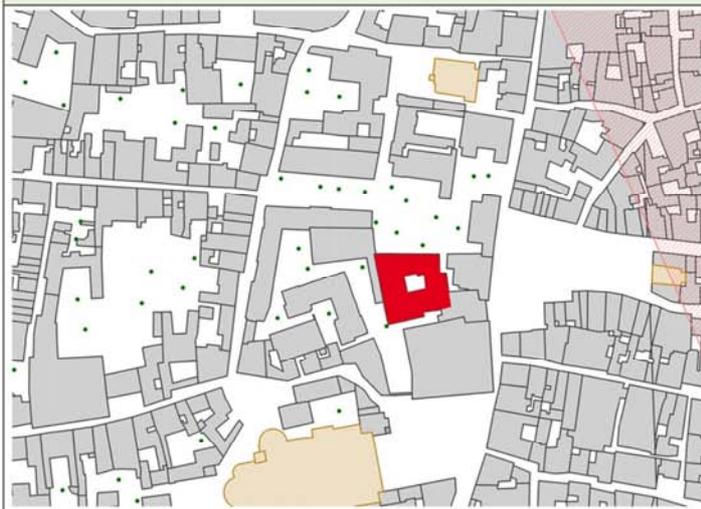
PROGETTO  Rete dei Laboratori di Ingegneria Sismica LINEA 10	 PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI - DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE Ufficio III - Valutazione, Prevenzione e Mitigazione del Rischio Sismico e Attività ed Opere Post-emergenza	 POLIMI - DIS ITC CNR - ITC
--	---	---

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

Parte prima

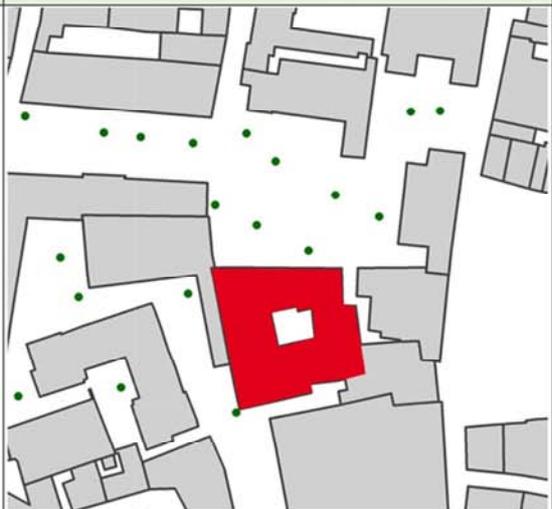
1. UBICAZIONE / IDENTIFICAZIONE		Spazio riservato _____	
Regione Veneto	Codici ISTAT 0 5	Aggregato n° -	N° Paramenti 1
Provincia Padova	0 2 8	Edificio n° -	N° Sezioni 1
Comune Padova	0 6 0	Data / / /	
Fraz./Loc.		DATI CATASTALI Foglio - Allegato -	
Indirizzo piazza Capitaniato		Coordinate geografiche (ED50 - UTM 32-33)	
N° Civico 3		E 1 1 . 8 8 9	Fuso
Sezione Censuaria -		N 4 5 . 4 1 1	
Denominazione <u>Palazzo del Capitano</u>		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"/>	

POSIZIONE DELL'EDIFICIO - PLANIMETRIA GENERALE



Scala : 1 : 4000

POSIZIONE DELL'EDIFICIO - PLANIMETRIA PARTICOLARE



Scala : 1 : 2000

FOTO EDIFICIO



FOTO EDIFICIO



Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

SCHEDA PARAMENTO N° ISTAT Pr./Com. / / Aggr. Edificio

POSIZIONE DEL CAMPIONE DI MUARTURA NELLA PIANTA DELL'EDIFICIO



POSIZIONE DEL CAMPIONE DI MURATURA SUL PROSPETTO DELLA PARETE

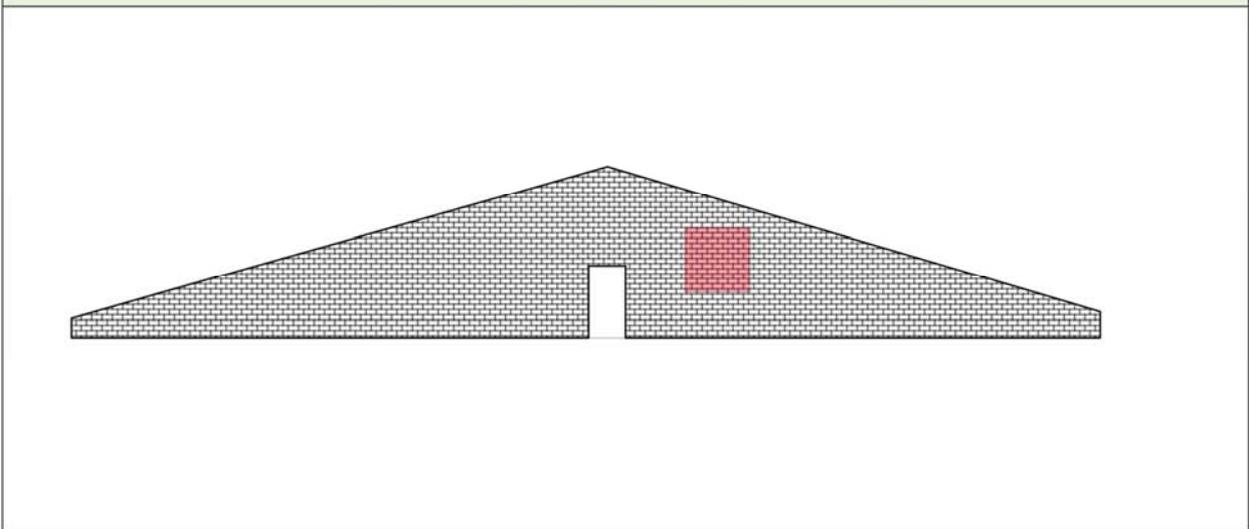


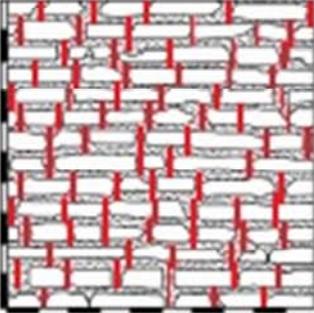
FOTO LOCALIZZAZIONE CAMPIONE CD2



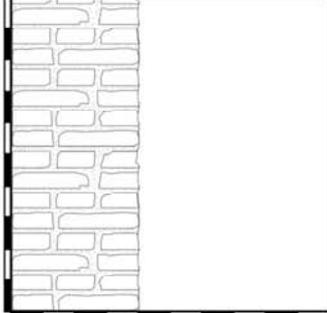
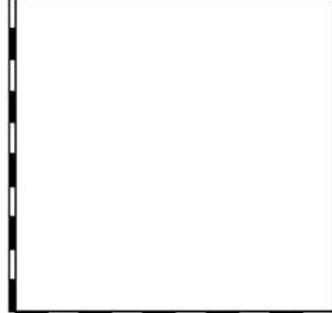
FOTO LOCALIZZAZIONE CAMPIONE CD2



Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

SCHEDA PARAMENTO N° <u> 1 </u> ISTAT Pr./Com. <u> </u> / <u> </u> Aggr. <u> </u> Edificio <u> </u>			
2. TESSITURA DEL PARAMENTO			Parte seconda
			
<p>Foto e disegni scala 1:20</p> <p>Legenda:</p> <ul style="list-style-type: none">  Pietra  Vuoti  Mattoni  Intonaco  Malta  Vegetazione 			
2.1 RUOLO STRUTTURALE <input type="checkbox"/> Muratura d'ambito <input type="checkbox"/> Muratura di spina <input type="checkbox"/> Pilastro <input type="checkbox"/> Tamponamento <input checked="" type="checkbox"/> Muratura interna	2.2 TIPOLOGIA <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 c/a <input type="checkbox"/> Misti	2.6 APPARECCHIATURA / ORIZZONTALITÀ DEI FILARI <input type="checkbox"/> Irregolare (Crizzofamenti NR) <input type="checkbox"/> A corsi sub-orizzontali (Crizzofamenti PR) <input checked="" type="checkbox"/> A corsi orizzontali (Crizzofamenti R)	
2.3 RICORSI Assenti <input checked="" type="checkbox"/> Presenti <input type="checkbox"/> ogni m. <u> </u> <input type="checkbox"/> In elementi più grandi <input type="checkbox"/> In mattoni <input type="checkbox"/> In c/a	2.4 ORIZZONT./ LISTATURE Assenti <input checked="" type="checkbox"/> Presenti <input type="checkbox"/> ogni m. <u> </u> (<u> </u>) (<u> </u>)	2.5 ZEPPE Assenti <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> In pietra <input type="checkbox"/> In cotto	
2.7 SFALSAMENTO DEI GIUNTI VERTICALI <input type="checkbox"/> Non rispettato (S.G. NR) <input checked="" type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (S.G. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (S.G. R)			OSSERVAZIONI
3. CARATTERIZZAZIONE MATERIALI DEL PARAMENTO			
3.1 ELEMENTI LAPIDEI			
3.1.1 Tipo di Elemento <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	3.1.2 Provenienza <input type="checkbox"/> Scavo locale <input type="checkbox"/> Greto del fiume <input type="checkbox"/> Cava	3.1.3 Lavorazione <input type="checkbox"/> Assente <input type="checkbox"/> Appena sbazzata <input type="checkbox"/> Spigoli finiti e faccia vista non lavorata	3.1.4 Stato di conservazione <input type="checkbox"/> Buono <input checked="" type="checkbox"/> Mediocre <input type="checkbox"/> Cattivo <input type="checkbox"/> Pessimo
3.1.5 Regolarità (forma) degli elementi <input type="checkbox"/> Non rispettato (R.EL. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (R.EL. PR) <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (R.EL. R)		3.1.6 Dimensioni degli elementi <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	
3.2 MALTA		3.2.7 Qualità della malta /Stato di conservazione /Aderenza	
3.2.1 Funzione <input type="checkbox"/> Allettamento <input type="checkbox"/> Riempimento	3.2.2 Consistenza <input type="checkbox"/> Incoerente <input type="checkbox"/> Compatta	3.2.3 Colore malta <u> </u> grigio	3.2.5 Tipo di aggregato <input checked="" type="checkbox"/> Sabbia <input type="checkbox"/> Ghiaietto <input type="checkbox"/> Ghiaia
3.2.6 Forma dell'aggregato <input type="checkbox"/> Arrotondata <input type="checkbox"/> Spigolosa		<input type="checkbox"/> Non rispettato (MA. NR) <input checked="" type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (MA. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (MA. R)	
3.2.4 Colore aggr. <u> </u>			

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

SCHEDA SEZIONE N° <input type="text" value="1"/> Param. N° <input type="text" value="1"/> ISTAT <input type="text" value=""/> / <input type="text" value=""/> - <input type="text" value=""/> - <input type="text" value=""/> Aggr. <input type="text" value=""/> - <input type="text" value=""/> Edificio <input type="text" value=""/> - <input type="text" value=""/>			
4. SEZIONE MURARIA			
4.1 FOTO DELLA SEZIONE MURARIA 	SEZIONE A-A - Restituzione grafica 	SEZIONE B-B - Restituzione grafica 	
Osservazioni	Valori in percentuale: pietre, malta, vuoti	Istogramma con i valori di pietre, malta, vuoti	
4.1 RUOLO STRUTTUR. <input type="checkbox"/> Muratura d'ambito <input type="checkbox"/> Muratura di spina <input type="checkbox"/> Pilastro <input type="checkbox"/> Tamponamento <input checked="" type="checkbox"/> Muratura interna	4.2 TIPOLOGIA <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	4.3 TIPO DI SEZIONE <input checked="" type="checkbox"/> Paramento unico <input type="checkbox"/> 3 paramenti <input type="checkbox"/> 2 paramenti accostati <input type="checkbox"/> 2 paramenti parzialmente ammorsati <input type="checkbox"/> 2 paramenti ammorsati	4.4 SPESSORE SEZIONE <input type="checkbox"/> Sp. Sezione cm <input type="text" value="410"/> <input type="checkbox"/> Sp. Paramento DX cm <input type="text" value=""/> <input type="checkbox"/> Sp. Paramento SX cm <input type="text" value=""/> <input type="checkbox"/> Sp. Interno cm <input type="text" value=""/>
4.5 PRESENZA DI ZEPPE <input checked="" type="checkbox"/> Non rispettato (PZ. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (PZ. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (PZ. R)		4.6 PRESENZA DI DIATONI O LEGAMENTI <input type="checkbox"/> Non rispettato (P.D. NR) <input checked="" type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (P.D. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (P.D. R)	
4.7 VUOTI / ORIZZONTAMENTI		OSSERVAZIONI	
4.7.1 DISTRIBUZIONE VUOTI <input checked="" type="checkbox"/> Assenti <input type="checkbox"/> Localizzati <input type="checkbox"/> Distribuiti			
4.7.2 DIMENSIONE VUOTI <input type="checkbox"/> Piccole (<1 cm) <input type="checkbox"/> Medie (1÷5 cm) <input type="checkbox"/> Grandi (>5 cm)			
4.7.3 ORIZZONTAMENTI <input checked="" type="checkbox"/> Assenti <input type="checkbox"/> Presenti ogni cm <input type="text" value=""/>			
5. CARATTERIZZAZIONE MATERIALI DELLA SEZIONE			
3.1 ELEMENTI LAPIDEI			
5.1.1 Tipo di Elemento <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	5.1.2 Provenienza <input type="checkbox"/> Scavo locale <input type="checkbox"/> Greto del fiume <input type="checkbox"/> Cava	5.1.3 Lavorazione <input type="checkbox"/> Assente <input type="checkbox"/> Appena sbazzata <input type="checkbox"/> Spigoli finiti faccia vista non lavor.	5.1.4 Stato di conservazione <input type="checkbox"/> Buono <input checked="" type="checkbox"/> Mediocre <input type="checkbox"/> Cattivo <input type="checkbox"/> Pessimo
5.1.5 Regolarità (forma) degli elementi <input type="checkbox"/> Non rispettato (R.EL. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (R.EL. PR) <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (R.EL. R)		5.1.6 Dimensioni degli elementi <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	
5.2 MALTA			
5.2.1 Funzione <input type="checkbox"/> Allettamento <input checked="" type="checkbox"/> Stilatura <input type="checkbox"/> Riempimento	5.2.4 Tipo di aggregato <input checked="" type="checkbox"/> Sabbia <input type="checkbox"/> Ghiaietto <input type="checkbox"/> Ghiaia	5.2.7 Qualità della malta /Stato di conservazione /Aderenza <input type="checkbox"/> Non rispettato (MA. NR) <input checked="" type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (MA. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (MA. R)	
5.2.2 Consistenza <input type="checkbox"/> Incoerente <input checked="" type="checkbox"/> Friabile <input type="checkbox"/> Compatta <input type="checkbox"/> Tenace	5.2.5 Forma dell'aggregato <input type="checkbox"/> Arrotondata <input type="checkbox"/> Spigolosa		
5.2.3 Colore malta grigio	5.2.6 Colore aggr. _____		

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

Tabelle del Punteggi relative ai parametri della qualità muraria:

ORIZZONTALITÀ	AZIONI VERTICALI			AZIONI ORTOGONALI			AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
	0	1	2	0	1	2	0	0,5	1

SFALSAMENTO DEI GIUNTI	AZIONI VERTICALI			AZIONI ORTOGONALI			AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
	0	0,5	1	0	0,5	1	0	1	2

QUALITÀ DELLA MALTA	AZIONI VERTICALI			AZIONI ORTOGONALI			AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
	0	0,5	1	0	0,5	1	0	1	2

REGOL. DEGLI ELEMENTI	AZIONI VERTICALI			AZIONI ORTOGONALI			AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
	0	1,5	3	0	1	2	0	1	2

PRESENZA DI ZEPPE	AZIONI VERTICALI			AZIONI ORTOGONALI			AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
	0	0,5	1	0	0,5	1	0	0,5	1

DIMENSIONE DEGLI ELEMENTI	AZIONI VERTICALI			AZIONI ORTOGONALI			AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
	0	0,5	1	0	0,5	1	0	0,5	1

PRESENZA DI DIATONI	AZIONI VERTICALI			AZIONI ORTOGONALI			AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
	0	1	2	0	1,5	3	0	1	2

Indice di Qualità (I.Q.):

	CATEGORIA		
	C	B	A
AZIONI VERTICALI	$0 \leq I.Q. < 3$	$3 < I.Q. < 5,5$	$5,5 < I.Q. < 11$
AZIONI ORTOGONALI	$0 \leq I.Q. \leq 4,5$	$4,5 < I.Q. < 7,5$	$7,5 < I.Q. < 11$
AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI	$0 \leq I.Q. \leq 3,5$	$3,5 < I.Q. < 5,5$	$5,5 < I.Q. < 11$

In particolare, si ottiene un punteggio totale di 7,5 in relazione alle azioni verticali; si raggiunge invece un punteggio totale di 7 per quanto riguarda le azioni ortogonali, e di 6,5 per le azioni orizzontali complanari.

4.2 Rilievo critico

Al fine di comprendere quale potrebbe essere il comportamento del Palazzo del Capitano di fronte all'azione sismica e definire, con maggiore precisione e dettaglio, l'eventuale piano d'indagine da svolgere, è necessario rilevare, oltre alla tipologia muraria costruttiva e i materiali impiegati, il grado di criticità e vulnerabilità dell'edificio.

4.2.1 Individuazione criticità e vulnerabilità

Si ricorda che "la vulnerabilità sismica è la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità."²

Essa inoltre permette di valutare i possibili effetti attesi e, di conseguenza, intervenire per migliorare il comportamento dei componenti, strutturali e non, dell'edificio stesso.

La diagnosi e sintesi interpretativa del rilievo del danno, eseguita in particolare, ma non solo, dal punto di vista sismico, è stata realizzata tramite la redazione di piante, prospetti e sezioni di vulnerabilità e criticità, si rimanda alle tavole relative al quarto capitolo.

4.2.1.1 Le piante di vulnerabilità

L'edificio oggetto di studio si presenta con una pianta di forma abbastanza regolare, essa può essere inscritta in un rettangolo dai rapporti contenuti tra lato maggiore e minore, inoltre non sono presenti elementi aggettanti, tranne i due corpi condivisi con gli edifici adiacenti. Gli elementi resistenti alle azioni orizzontali (sisma, vento) sono le stesse murature in laterizio pieno portanti anche dei carichi gravitazionali. La disposizione di tali elementi resistenti in pianta genera una griglia ortogonale di direzione costante per tutto l'edificio, tranne la zona d'ingresso a Nord. Il fabbricato presenta inoltre archi e volte la cui spinta orizzontale della risultante è opportunamente contrastata dall'azione di catene in ferro o in legno. La grande volta dell'atrio di ingresso non presenta elementi di contrasto che lavorino a trazione, generando così un possibile elemento di criticità; è opportuno ritenere però che le spesse sezioni delle murature del vano possano offrire un contributo al bilanciamento della forza orizzontale dovuta alla risultante della volta.

Nell'edificio in oggetto sono state individuate delle caratteristiche che potrebbero essere fonte di vulnerabilità. In primo luogo vengono analizzate quelle relative agli orizzontamenti, esse sono:

- La presenza di muri in comune con altri edifici. In queste pareti potrebbero insistere ulteriori muri di tipologia e materiale differente, con ammorsamenti che possono essere non sufficientemente adeguati, oppure potrebbero insistere solai a quote sfalsate rispetto a quelle del palazzo studiato.
- La possibile vulnerabilità connessa al recente corpo scala principale interno all'edificio, realizzato negli anni Sessanta, tramite l'incastro a sbalzo nella muratura dei gradini in calcestruzzo armato. Lo scasso nella muratura antica e l'introduzione del corpo a mensola possono aver indebolito la muratura e la sua capacità resistente ed aver introdotto nuove e gravose sollecitazioni.
- Lo scasso di buona parte dello spessore murario dovuto all'alloggiamento dei termosifoni.
- Le porzioni di muratura più recenti (realizzate nel XX secolo) potrebbero essere oggetto di criticità per diverso comportamento chimico, fisico o meccanico e di cui va valutato il corretto ammorsamento con la muratura più antica.

⁴ Sito protezione civile.

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

- La presenza di vani in doppia altezza sui quali possono insistere spinte orizzontali dovute agli orizzontamenti presenti negli ambienti vicini. Le spinte rappresentano una possibile vulnerabilità in quanto possono provocare dei cinematismi locali fuori piano del muro del vano in doppia altezza.
- Nell'intervento strutturale degli anni Sessanta è stata realizzata una sopraelevazione, a livello dell'ultimo impalcato, di una parte dell'edificio. Tale aspetto è ritenuto elemento di vulnerabilità per l'incremento dei carichi dovuti all'intervento. Inoltre se i collegamenti tra murature e orizzontamenti della sopraelevazione rispetto alle parti più antiche dell'edificio sono inadeguate, è possibile l'insorgere di cinematismi locali in caso di eventi sismici di entità anche modesta.

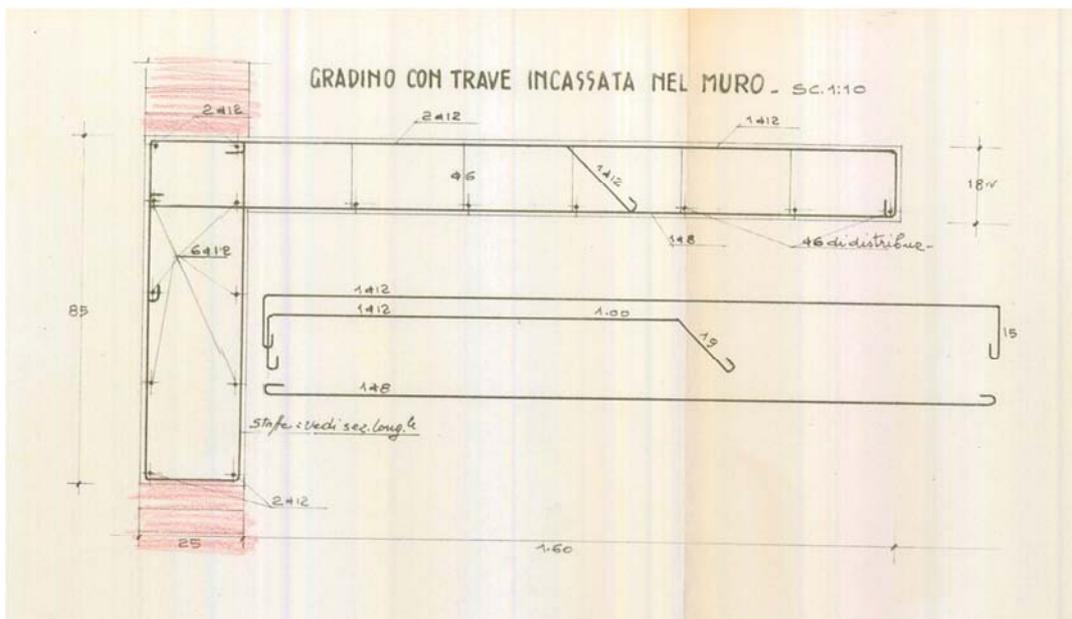


Figura 4.7-
Estratto dal
progetto per gli
interventi del
1962

4.2.1.2 I prospetti di vulnerabilità

La criticità dei prospetti viene analizzata attraverso lo studio dell'allineamento delle aperture, le fasce di piano, i maschi murari, la discontinuità altimetrica e le sopraelevazioni:

- Con allineamento verticale delle aperture si intende la presenza di finestre posizionate ordinatamente e non casualmente in modo da individuare dei maschi murari, presenti tra una fascia di aperture e l'altra, in grado di trasferire correttamente e direttamente i carichi verticali dalla copertura fino alle fondazioni, senza trovare ostacoli lungo il percorso dei carichi stessi. Nel palazzo del Capitano questo criterio è rispettato nella maggior parte dei casi.
- La fascia di piano invece è un elemento orizzontale, collocata tra due fasce orizzontali di aperture; essa è perpendicolare ai maschi murari e, se correttamente progettata, è quell'elemento che dovrebbe lesionarsi, a croce di S. Andrea in caso di sisma o in diagonale nel caso di cedimenti, al posto dei maschi murari dal momento che una sua rottura risulta essere meno pericolosa e

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

facilmente riparabile con costi ridotti. Nelle tavole 4 vengono riportati tutti i prospetti in cui è facilmente riscontrabile il mancato o meno rispetto di tali criteri.

- I maschi murari sono porzioni di muratura verticali posizionati tra due fasce di finestre. La loro funzione è quella di trasferire sia i carichi verticali (azione gravitazionale, pesi propri e portati, ecc.) sia i carichi orizzontali (azione sismica, vento) fino alle fondazioni attraverso le quali si disperdono al suolo. Anche questo criterio è piuttosto rispettato nel fabbricato oggetto di studio; inoltre nei maschi murari individuati non sono presenti aperture.
- Le altezze dell'edificio sono abbastanza costanti per ogni orizzontamento, al suo interno infatti non vi sono piani sfalsati, sono presenti però quattro ambienti a doppia altezza come precedentemente accennato. Questa diversità potrebbe comportare comportamenti diversi dell'edificio all'arrivo dell'azione sismica, implicando martellamenti e rotazioni relative tra le varie porzioni.
- Con il termine sopraelevazione si intende l'edificazione sopra una costruzione esistente, allo scopo di elevarne l'altezza. Nel caso in cui non vi sia un adeguato ammorsamento con il piano inferiore, non venga garantito il comportamento scatolare o siano utilizzati materiali con caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche differenti dai preesistenti essa può essere una fonte di vulnerabilità dell'edificio. Nel Palazzo del Capitano esiste una parte sopraelevata visibile nei prospetti Est e Sud.

In particolare l'esterno dell'edificio può essere così descritto: il prospetto Nord risulta regolare, con aperture allineate e maschi murari estesi collegati da fasce di piano numerose, anche se a volte di altezza esigua. Il prospetto Ovest è anch'esso regolare, con aperture non numerose e allineate e maschi murari consistenti. Il prospetto Est presenta, nelle porzioni di estremità, dei maschi murari rilevanti e aperture allineate, mentre nel centro del prospetto i maschi si assottigliano e si perde l'allineamento delle aperture. Il prospetto Sud presenta una vulnerabilità nel complesso ridotta e aperture ben allineate, alternando porzioni di facciata efficienti, con maschi murari consistenti e fasce di piano regolari e estese, a porzioni con maschi piuttosto esigui.

4.2.2 Stato dei danni, dissesti e degradi

Si è ritenuto opportuno eseguire un rilievo unitario degli effetti provocati da danni, dissesti e degradi, perché, pur essendo tre cause molto diverse fra loro, le conseguenze da essi provocati all'interno del Palazzo del Capitano sono piuttosto limitate come è stato possibile valutare dai sopralluoghi in situ e dal conseguente rilievo fotografico condotto.

Il rilievo degli effetti del degrado è stato eseguito sulla base della normativa vigente.³

Nel Palazzo del Capitano sono state riscontrate diverse tipologie di degrado, vengono di seguito riportate le definizioni NorMaL dei degradi riscontrati nelle piante e nei prospetti:

- Alterazione cromatica: alterazione che si manifesta attraverso la variazione di uno o più parametri che definiscono il colore. Possibili cause: biodeteriogeni, inquinanti atmosferici, radiazioni solari, affioramento di macchie, assorbimento differenziato del supporto, emersione del pigmento in fase di de-coesione e successivo dilavamento della superficie.
- Distacco: soluzione di continuità tra strati superficiali del materiale, sia tra loro che rispetto al substrato: prelude in genere alla caduta degli strati stessi. Il termine si usa in

⁵ "Raccomandazioni NorMaL – 1/88. Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei: lessico".

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

particolare per gli intonaci e i mosaici. Possibili cause: fenomeni di umidità ascendente, formazione di ghiaccio negli strati più superficiali, perdite localizzate degli impianti di smaltimento e/o di convogliamento delle acque, consistente presenza di formazioni saline, efflorescenze, soluzioni di continuità conseguenti alla presenza di fessurazioni e/o di lesioni strutturali, dilatazioni differenziali tra materiali di supporto e finitura, soluzioni di continuità conseguenti agli stress termici in prossimità dell'innesto di elementi metallici, impiego di prodotti vernicianti pellicolanti su supporti tradizionali, errori di posa in opera ed utilizzo di sabbie o malte poco idonee.

- Fessurazione: degradazione che si manifesta con la formazione di soluzioni di continuità nel materiale e che può implicare lo spostamento reciproco delle parti. Possibili cause: cicli di gelo e disgelo, dissesto dell'apparato murario di supporto, incompatibilità di tipo fisico-meccanico tra supporto e finitura, dilatazioni differenziali tra materiali di supporto e finitura, degrado di interfaccia tra laterizi e malte, presenza di carbonato di calcio nei laterizi.
- Lacuna: caduta di parti di un dipinto murale, con messa in luce degli strati di intonaco più interni e del supporto.
- Macchia: alterazione che si manifesta con pigmentazione accidentale e localizzata della superficie; è correlata alla presenza di materiale estraneo al substrato. Possibili cause: biodeteriogeni, ossidazione di elementi metallici, atti di vandalismo.
- Mancanza: caduta e perdita di parti. Il termine si usa quando tale forma di degradazione non è descrivibile con altre voci del lessico. Possibili cause: fenomeni di umidità ascendente, perdite localizzate degli impianti di smaltimento e/o di convogliamento delle acque, consistente presenza di formazioni saline, soluzioni di continuità conseguenti alla presenza di fessurazioni e/o di lesioni strutturali, soluzioni di continuità conseguenti agli stress termici in prossimità dell'innesto di elementi metallici, errori di posa in opera ed utilizzo di sabbie o malte poco idonee.
- Patina: Alterazione strettamente limitata a quelle modificazioni naturali della superficie dei materiali non collegabili a manifesti fenomeni di degradazione e percepibili come una variazione del colore originario del materiale.
- Pitting: degradazione puntiforme che si manifesta attraverso la formazione di fori ciechi, numerosi e ravvicinati. I fori hanno forma tendenzialmente cilindrica con diametro massimo di pochi millimetri. Possibili cause: tale degrado interessa principalmente le pietre calcaree, in particolare i marmi.
- Presenza di vegetazione: locuzione impiegata quando vi sono licheni, muschi e piante. Possibili cause: accumuli di umidità, attacco di organismi autotrofi.
- Rigonfiamento: sollevamento superficiale e localizzato del materiale, che assume forma e consistenza variabili. Possibili cause: dilatazioni differenziali tra materiali di supporto e finitura, formazione di ghiaccio negli strati più superficiali.

Nelle tavole relative a questo capitolo per ogni piano e per ogni prospetto sono stati rilevati i diversi effetti, indicandoli nelle piante in scala 1:200, attraverso l'utilizzo di colori diversi e riportando in legenda i relativi retini NorMaL. Per ogni tipologia di degrado è stata poi riportata di fianco alla pianta una fotografia esplicativa. Di seguito vengono descritti schematicamente i degradi presenti ai vari piani.

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

- Piano Terra: nell'atrio d'ingresso sono state rilevate delle lacune negli affreschi e del distacco degli strati superficiali all'altezza del battiscopa. Nel pavimento del cortile interno si osserva presenza di vegetazione diffusa. Nell'aula informatica a sud dell'edificio è stato riscontrato la presenza di rigonfiamento localizzato del materiale di finitura. Fessurazioni delle murature portanti e non portanti sono riscontrabili in tutta la pianta.



Figura 4.8-Particolare di lacuna nell'atrio di ingresso

- Piano Primo: una macchia di notevoli dimensioni è riscontrabile in una delle aule didattiche collocata sul lato meridionale dell'edificio. In uno dei muri non portanti del corridoio è stato rilevato un foro di dimensioni contenute. Nel corridoio che conduce agli uffici dei docenti è osservabile il distacco degli strati superficiali. Fessurazioni delle murature portanti e non portanti sono riscontrabili in tutta la pianta.



Figura 4.9- Macchia in una delle aule didattiche al primo piano

- Piano Secondo: nella biblioteca principale si osserva una lacuna dell'affresco presente su tutte le pareti. In una delle biblioteche-aule studio sul lato settentrionale dell'edificio è stato rilevato un distacco evidente dell'intonaco, che ha portato alla luce l'apparato murario retrostante. Nel soffitto dell'aula magna è osservabile una macchia; invece nelle pareti di questa sala sono state riscontrate lacune degli affreschi. Nel pavimento del terrazzo a sud-ovest dell'edificio c'è una diffusa presenza di vegetazione. Fessurazioni delle murature portanti e non portanti sono riscontrabili in tutta la pianta.

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

Figura 4.10- Distacco dell'intonaco in una delle biblioteche-aule studio del secondo piano

- Piano Terzo: nell'aula didattica dell'ala meridionale dell'edificio è osservabile una macchia estesa su un'intera parete. Fessurazioni delle murature portanti e non portanti sono riscontrabili in tutta la pianta.
- Piano Quarto: negli uffici sono state rilevate alcune fessurazioni e una macchia. Nelle aree accessibili del sottotetto è evidente il degrado diffuso delle strutture lignee della copertura. Tale degrado interessa il durame delle capriate, infatti si può notare una diminuzione della sezione resistente; numerose fessurazioni interessano tutta la lunghezza delle travi. La maggior parte delle catene risultano leggermente deformate e per questo sono state puntellate con elementi lignei aggiuntivi. Gli elementi metallici presenti nei nodi della copertura sono ricoperti da ruggine. La presenza di guano è riscontrabile in tutti gli ambienti che compongono il sottotetto.



Figura 4.11- Particolare della copertura dal quale si può riscontrare il degrado della capriata

- I prospetti: gli effetti di danni, dissesti e degradi sono stati rilevati anche nei quattro prospetti dell'edificio, sempre seguendo le indicazioni NorMaL e riportando fotografie esplicative per ogni tipologia all'interno delle tavole. Nel Prospetto Nord non è stata rilevata la presenza di danni, dissesti e degradi, quindi si può facilmente dedurre che di recente siano state attuate opere di manutenzione. Nel Prospetto Ovest si nota la presenza di distacco diffuso nel passaggio sotto la

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

volta a botte e di pitting localizzato sopra l'apertura adiacente il portico meridionale. Invece la parte adiacente a Piazza Capitaniato di tele prospetto risulta in buone condizioni, probabilmente perchè sono state attuate opere di manutenzione. Nel Prospetto Sud si osserva la presenza di vegetazione sopra alcune arcate e alterazione cromatica diffusa su tutta la facciata. L'intero prospetto si presenta in cattivo stato di conservazione. Nel Prospetto Est si nota una mancanza nella muratura, presenza di vegetazione nella parte bassa della facciata e patina diffusa su gran parte della superficie. La parte di questo prospetto che è visibile da Piazza Capitaniato risulta invece in buono stato di conservazione, probabilmente dovuto a recenti opere di manutenzione.



Figura 4.12- Particolare del prospetto Sud in cui è osservabile la presenza di vegetazione e alterazione cromatica

4.2.3 Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali

Non essendoci elaborati di progetto riguardanti gli impianti tecnologici, le informazioni ottenute derivano dall'osservazione in situ del manufatto. In quasi tutto l'edificio sono stati create delle nicchie per inserire i termosifoni, provocando così una riduzione delle sezioni resistenti degli elementi strutturali orizzontali e verticali.

Per quanto riguarda i sovraccarichi concentrati e distribuiti e le eventuali sollecitazioni dinamiche derivanti dalla presenza di centrali per il trattamento dell'aria e delle acque o centrali termiche, è stato individuato il locale adibito ad ospitare tali funzioni, nel lato Sud dell'edificio al piano terra, e la cui destinazione d'uso dovrà essere tenuta in conto nell'assegnazione dei sovraccarichi all'interno dell'edificio.

Capitolo 4- Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni



Figura 4.13- Locale tecnico al piano terra



Figura 4.14- Nicchia in cui è inserito uno dei termosifoni del terzo piano

CAPITOLO 5- VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

5.1	Normativa di riferimento.....	pag.64
5.1.1	Sicurezza e prestazioni attese.....	pag.64
5.1.2	Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento.....	pag.64
5.2	Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	pag.64
5.3	Analisi dei carichi e delle azioni.....	pag.65
5.3.1	Carichi permanenti strutturali e non strutturali.....	pag.66
5.3.2	Carichi variabili.....	pag.70
5.3.3	Azione della neve.....	pag.71
5.3.4	Azione sismica.....	pag.71
5.4	Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura.....	pag.79
5.4.1	Meccanismo 1: ribaltamento globale di facciata.....	pag.80
5.4.2	Meccanismo 2: ribaltamento semplice di parete monolitica.....	pag.82
5.4.3	Meccanismo 3: flessione verticale.....	pag.83
5.4.4	Meccanismo 4: ribaltamento con formazione di cuneo.....	pag.84
5.4.5	Meccanismo 5: catena cinematica nel piano rottura a taglio dei pannelli.....	pag.84

5.5	Approccio cinematico.....	pag.85
5.5.1	Analisi cinematica lineare.....	pag.86
5.5.2	Analisi cinematica non lineare.....	pag.87
5.5.3	Verifiche di sicurezza.....	pag.88
5.5.3.1	Stato limite di danno.....	pag.88
5.5.3.2	Stato limite di Salvaguardia della Vita.....	pag.89
5.6	Individuazione dei macroelementi.....	pag.91
5.6.1	Macroelemento 3-Meccanismo 2.....	pag.92
5.6.2	Verifiche macroelementi considerati...	pag.96
5.6.3	Tabella riassuntiva dei meccanismi di Collasso studiati.....	pag.149

5. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

5.1 Normativa di riferimento

Nell'analisi della vulnerabilità sismica dell'edificio in oggetto si è fatto riferimento in particolare alle seguenti norme:

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

5.1.1 Sicurezza e prestazioni attese

La vigente normativa, NTC 2008, prevede un certo livello di sicurezza delle opere e delle loro componenti strutturali. Per valutare sia le prestazioni sia la sicurezza di un'opera nella sua totalità o solo in una sua parte si deve fare riferimento agli stati limite che si possono verificare nell'arco della sua vita nominale. Nel caso in cui l'edificio superi tali stati limite esso non risulta più idoneo a soddisfare le esigenze per le quali è stato creato. In modo particolare ci si deve riferire agli stati limite ultimi (SLU), il cui superamento porta al collasso della struttura e ha per cui conseguenze irreversibili, agli stati limite di esercizio (SLE), il cui superamento può avere conseguenze sia irreversibili che reversibili, ed infine alla robustezza nei confronti di azioni eccezionali, ossia la possibilità di evitare danni sproporzionati rispetto alla causa innescante. I livelli di sicurezza delle opere esistenti sono diversi rispetto a quelli delle opere nuove, la norma ne parla specificatamente nel Capitolo 8.

La valutazione della sicurezza delle costruzioni fa riferimento, in genere, al metodo di primo livello, tale metodo semiprobabilistico agli stati limite prevede l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza, maggioritari per le azioni e minoritari per la resistenza della muratura. La verifica è un confronto diretto tra la resistenza di progetto (R_d) e il valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), in cui la prima deve risultare sempre maggiore al secondo.

5.1.2 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Nella tabella 2.1.I. delle NTC2008 viene riportato il valore della vita nominale (V_N) in base alla diversa tipologia di costruzione. Nel caso del Palazzo del Palazzo del Capitano, appartenente a opere ordinarie, il valore è di 50 anni, arco di tempo in cui l'opera deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è stata destinata. La classe di appartenenza è la classe d'uso III, l'edificio essendo parte del complesso universitario di Padova, viene considerato come costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi. Questa classificazione permette di attribuire alla costruzione un coefficiente d'uso C_u pari a 1,5, tale valore moltiplicato per il valore di V_N da come risultato il valore del periodo di riferimento dell'azione sismica V_R che in questo caso è 75 anni.

5.2 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Nella Circolare n.617 del 2/2/2009 Tab. C8A.2.1 vengono riportati i valori dei parametri meccanici e del peso specifico di alcune tipologie murarie. La tipologia muraria dell'edificio in oggetto viene identificata in questa tabella come "muratura in mattoni pieni e malta di calce". Di seguito vengono riportati i valori caratteristici propri di questa tipologia.

TIPOLOGIA DI MURATURA	F _m [N/cm ²]	τ ₀ [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [N/mm ²]
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

Per poter assegnare i valori il più possibile realistici alla muratura in esame bisogna valutare la qualità della stessa facendo riferimento ai canoni della "regola dell'arte", in particolare: presenza di diatoni, orizzontalità delle giaciture, qualità dei materiali utilizzati quali mattoni e malta e sfalsamento dei giunti. Nello studio di questa particolare costruzione si è conseguito il livello di conoscenza LC1 che identifica una conoscenza limitata del manufatto date le scarse verifiche e indagini in situ. Il fattore di confidenza relativo a questo livello di conoscenza è $F_c=1,35$, maggiore è il livello di conoscenza minore è il corrispondente fattore di confidenza. Questo fattore è un coefficiente di sicurezza parziale che tiene conto di carenze nella conoscenza dei parametri del modello analizzato. Sulla base di questo la normativa prevede la scelta dei valori caratteristici nel seguente modo:

- Resistenza: devono essere presi i valori minimi riportati in tabella
 - Resistenza media a compressione della muratura: $f_m=240$ [N/cm²]
 - Resistenza media a taglio della muratura: $\tau_0=6,0$ [N/cm²]
- Moduli elastici: si considera il valore medio degli intervalli riportati in tabella
 - Modulo di elasticità lineare: $E=1500$ [N/mm²]
 - Modulo di elasticità tangenziale: $G=500$ [N/mm²]

La Circolare 617/2009 prevede nella Tab. C8A.2.2 l'utilizzo di determinati coefficienti correttivi dei parametri meccanici da applicarsi in particolari circostanze, dato che nel caso studio non sono stati rilevati miglioramenti significativi a favore di sicurezza si prevede come coefficiente complessivo pari a 1. Per le strutture in muratura, inoltre, viene previsto dalla norma un coefficiente parziale di sicurezza che deve essere considerato nelle analisi di vulnerabilità sismica, esso è pari a γ_m (in questo caso il suo valore è 2).

Grazie ai valori così calcolati è possibile definire:

- Resistenza a compressione della muratura: $f_c=(f_m \cdot \text{coeff correttivo})/(F_c \cdot \gamma_m)= 88,89$ [N/cm²]
- Resistenza a taglio della muratura: $f_v=(\tau_0 \cdot \text{coeff correttivo})/(F_c \cdot \gamma_m)= 2,22$ [N/cm²]

5.3 Analisi dei carichi e delle azioni

Nel secondo capitolo delle NTC2008 vengono identificate e classificate le azioni agenti sulla struttura, in particolare "si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura"¹. La classificazione di tali azioni è fatta sulla base del modo di esplicarsi delle stesse, ossia dirette,

⁶ Come definito al paragrafo 2.5.1. delle NTC08.

indirette e degrado; secondo la risposta strutturale, statiche, pseudo statiche o dinamiche; secondo la variazione della loro intensità nel tempo, permanenti, variabili, eccezionali e sismiche.

L'analisi dei carichi qui riportata fa riferimento in particolare a quest'ultima classificazione, in cui le varie azioni vengono tra loro combinate attraverso specifici coefficienti di combinazione riportati in Tab. 2.5.1.

5.3.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

-Solaio

Nel Palazzo del Capitano sono state individuate diverse tipologie di orizzontamenti, di seguito verranno riportate le tabelle utilizzate per il calcolo dei pesi propri di ogni tipologia.

1. SOLAIO IN LATEROCEMENTO

MATERIALE	h[m]	l [m]	P [kN/mc]	P [kN/mq]
travetti	0,3	0,05*2	25	0,75
soletta	0,04	1	25	1
pignatte	0,3	0,33*2+0,24	5,5	1,485
massetto	0,06	1	19	1,14
pavimento	da circolare ministeriale			0,4
intonaco				0,3
tramezzi				1,2
Totale $G_k= 6,275$ [kN/mq]				

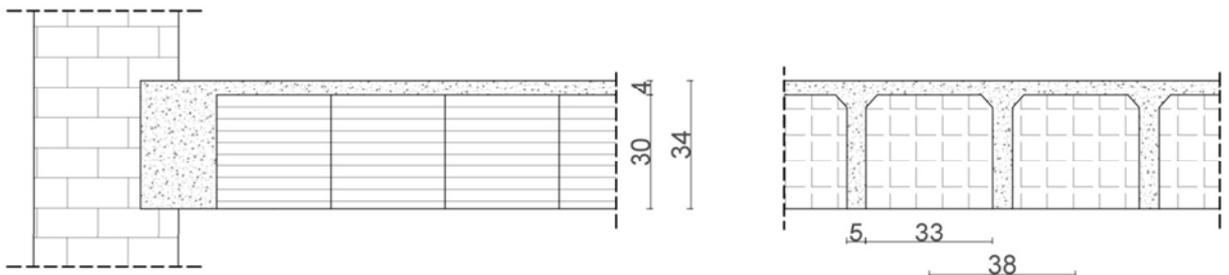


Figura 5.1- Particolare costruttivo solaio in laterocemento

2. SOLAIO IN LATEROCEMENTO SENZA CAPPA

MATERIALE	h[m]	l [m]	P [kN/mc]	P [kN/mq]
travetti	0,3	0,05*2	25	0,75
soletta	0,04	1	25	1
pignatte	0,3	0,33*2+0,24	5,5	1,485
Totale $G_k= 3,375$ [kN/mq]				

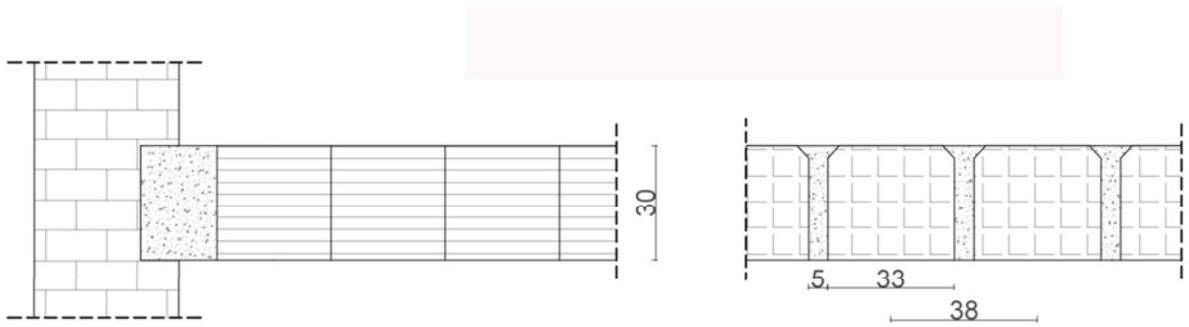


Figura 5.2 -Particolare costruttivo solaio in laterocemento senza cappa

3. SOLAIO DI TIPO CANNICCIATO (sottotetto)

MATERIALE	h [m]	I [m]	P [kN/mc]	P [kN/mq]
correnti	0,2	0,12*2	6	0,288
regoli a sostegno (i=60cm)	0,06*0,06	1	6	0,0216
cannicciato				0,01
intonaco	da circolare ministeriale			0,3
Totale G_K= 0,6196 [kN/mq]				

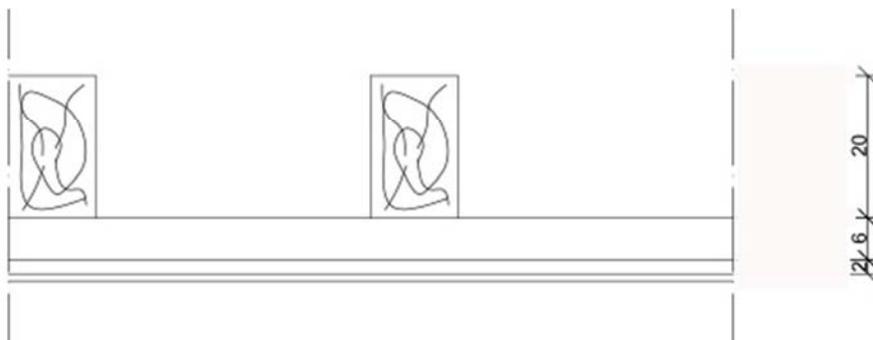


Figura 5.3- Particolare costruttivo solaio di tipo cannicciato

4. SOLAIO IN LEGNO IPOTIZZATO SCARICO E APPESO AL SOLAIO IN LATEROCEMENTO

MATERIALE	h[m]	I [m]	P [kN/mc]	P [kN/mq]
travetti	0,32	0,08*2	25	1,28
soletta	0,04	1	25	1
pignatte	0,32	0,42*2	5,5	1,478
massetto	0,04	1	19	0,79
correnti	0,2	0,12*2	6	0,288
assito	0,04	1	6	0,24
pavimento				0,4
intonaco	da circolare ministeriale			0,3
tramezzi				1,2
Totale G_K= 6,946 [kN/mq]				

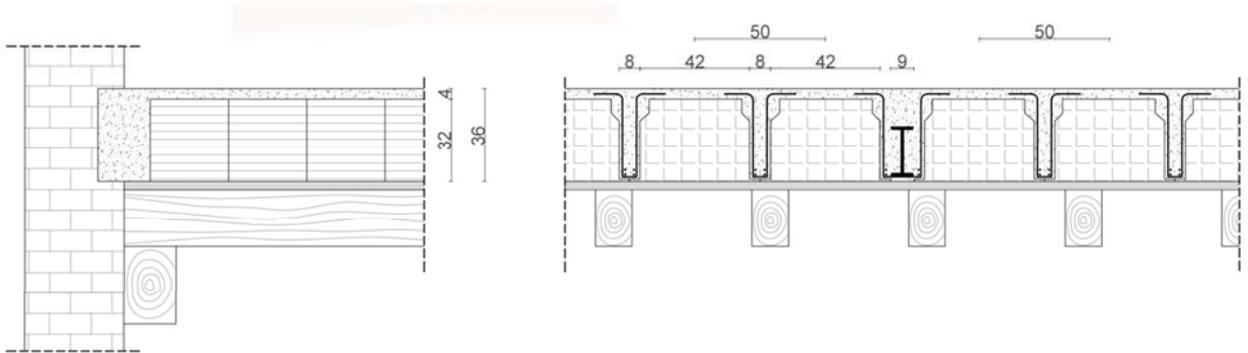


Figura 5.4- Particolare costruttivo solaio in legno appeso asolaio laterocemento

-Copertura

1. CAPRIATA

MATERIALE	h[m]	l [m]	P [kN/mc]	P [kN/mq]
Capriata in legno				3,1
caldana				0,42
coppi				0,75
Totale $G_K= 4,27$ [kN/mq]				

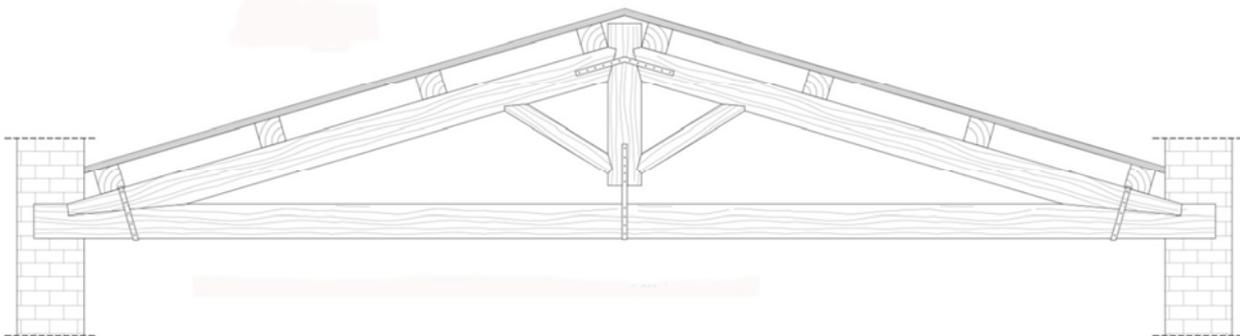


Figura 5.5 - Particolare costruttivo capriata

2. COPERTURA IN LEGNO A DOPPIA O SINGOLA FALDA

MATERIALE	h[m]	l [m]	P [kN/mc]	P [kN/mq]
trave	0,2	0,15*2	6	0,36
tramezzi	0,1	0,1*2	6	0,12
tavolato	0,02	1	6	0,12
caldana				0,42
coppi				0,75
Totale $G_K= 1,77$ [kN/mq]				

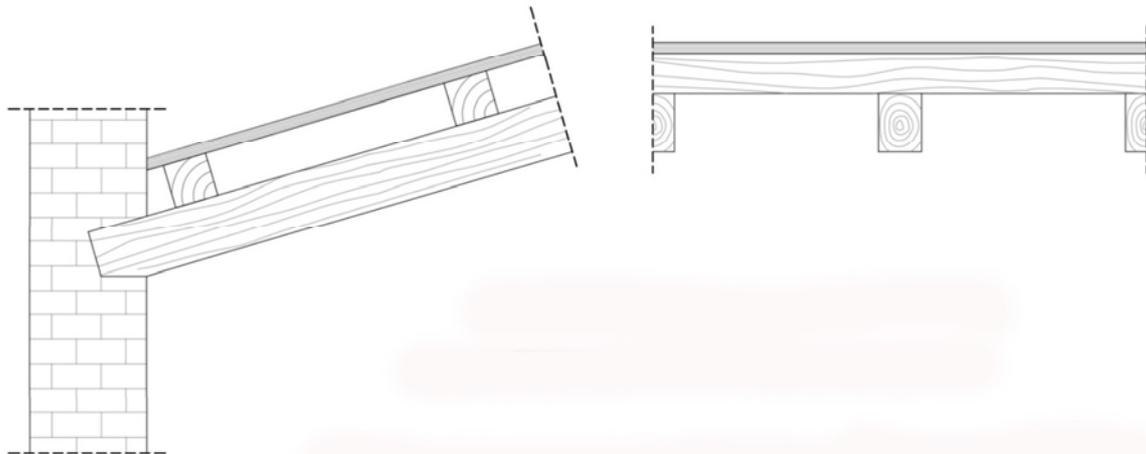


Figura 5.6- Particolare costruttivo copertura in legno

3. COPERTURA IN LATEROCEMENTO

MATERIALE	h[m]	l [m]	P [kN/mc]	P [kN/mq]
travetti	0,21	0,1	25	0,525
pignatte	0,21	0,3*3	5,5	1,395
massetto	0,06	1	19	1,14
caldana				0,4
coppi				0,75
Totale G_K= 3,2595 [kN/mq]				

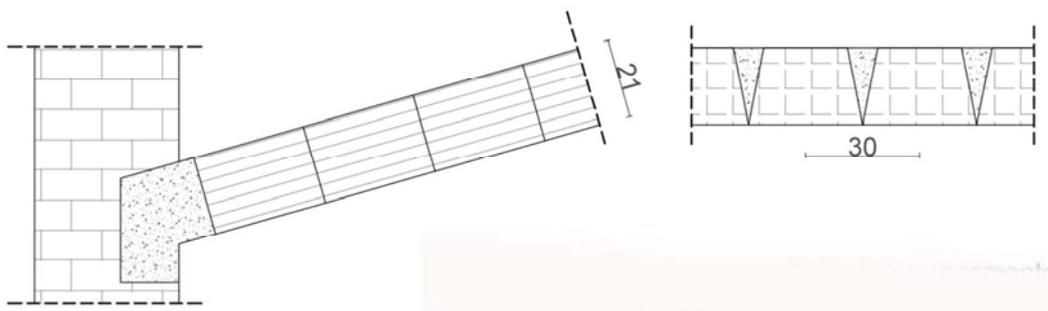


Figura 5.7- Particolare costruttivo copertura in laterocemento senza cappa

5.3.2 Carichi variabili

La valutazione di questa tipologia di carichi si è basata sui valori dati dalla normativa in base alla diversa destinazione d'uso degli ambienti, moltiplicati per un opportuno coefficiente di moltiplicazione. Di seguito vengono riportate le due tabelle delle NTC2008 dalle quali si possono determinare tali valori.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 — —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Figura 5.8- Tabella3.1.11 NTC2008: valore dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici

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

Figura 5.9- Tabella 2.5.1 NTC2008: valori dei coefficienti di combinazione

5.3.3 Azione della neve

La normativa affronta lo studio di tale azione nel capitolo 3.4. Il carico che grava sulle coperture dato dalla neve viene calcolato attraverso una combinazione di coefficienti nella forma seguente:

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

dove: q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/mq];

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Questi fattori sono legati alle condizioni locali di clima ed esposizione in cui è situato l'edificio, in particolare per il Palazzo del Capitano, situato in centro storico a Padova, essi valgono:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ [kN/mq]} \quad \mu_i = 0,8 \quad C_E = 1 \quad C_t = 1$$

da cui si ricava $q_s = 0,8$ [kN/mq].

5.3.4 Azione sismica

La "pericolosità sismica di base"² del sito di costruzione è l'elemento di conoscenza primario per poter definire le azioni sismiche di progetto da cui dipende la valutazione del rispetto dei diversi stati limite considerati. Tali azioni sono valutate in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in situazione di campo libero su suolo di riferimento rigido con superficie orizzontale (Categoria A) e in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Per ciascuna di queste probabilità di superamento la norma definisce le forme spettrali sulla base dei seguenti valori:

- a_g = accelerazione massima del sito;

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

²Viene definita nelle NTC08 al paragrafo 3.2.

-Tc*= periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nello studio delle azioni sismiche la norma prevede la suddivisione in sottocategorie degli stati limite di esercizio (SLE) e degli stati limite ultimi (SLU):

- SLE: -Stato Limite di Operatività (SLO);
-Stato Limite di Danno (SLD);
- SLU: -Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV);
-Stato Limite del Collasso (SLC).

Questi stati limite, inoltre, sono caratterizzati da una certa probabilità di superamento P_{VR} , valore riportato nella tabella 3.2.I delle NTC2008:

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 5.10- Tabella 3.2.I NTC2008: probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Si rende necessaria inoltre, per la corretta valutazione dell'azione sismica, la conoscenza delle caratteristiche del suolo su cui sorge l'edificio, in particolare della situazione topografica e stratigrafica. Vengono di seguito riportate le tabelle della normativa prese in riferimento per la valutazione di tali dati nella situazione di studio.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 5.11- Tabella 3.2.IV NTC2008: categorie topografiche

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

Figura 5.12- Tabella 3.2.II NTC2008: categorie di sottosuolo

Il sito in oggetto viene considerato appartenente alla categoria di sottosuolo C (*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*) e alla categoria topografica T₁ (*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i > 15^\circ$*).

Il calcolo dei dati sismici, necessari nelle verifiche degli stati limite, è stato possibile grazie all'utilizzo del programma "Excel-Spettri NTC v. 1.03" reso disponibile dal Consiglio Superiore dei Lavori. Tale programma prevede tre fasi di compilazione:

- o la prima fase individua la pericolosità del sito inserendo le coordinate geografiche della città in cui sorge la costruzione o utilizzando la funzione ricerca per comune;

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 11.8828 LATITUDINE: 45.4161

Ricerca per comune
 REGIONE: Veneto PROVINCIA: Padova COMUNE: Padova

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri
 Elaborazioni numeriche: Tabella parametri
 Nodi del reticolo intorno al sito: km 7.5, -7.5, 7.5, -7.5, 7.5

Reticolo di riferimento: Controllo sul reticolo (Site esterno al reticolo, Interpolazione su 3 nodi, Interpolazione corretta), Interpolazione superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia quindi la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Figura 5.13- Riferimento Excel-spettri NTC v.1.03

- o la seconda fase è la scelta della strategia di progettazione in cui dopo aver inserito i valori della vita nominale V_n e del coefficiente d'uso della costruzione C_u il programma restituisce i valori di progetto, la tabella e i grafici dei parametri dell'azione ed i grafici degli spettri di risposta;

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_n : 50 info
 Coefficiente d'uso della costruzione - C_u : 1.5 info

Valori di progetto:
 Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_p : 75 info
 Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE: SLO - $P_{VR} = 81\%$ (45), SLD - $P_{VR} = 63\%$ (75)
 Stati limite ultimi - SLU: SLV - $P_{VR} = 10\%$ (712), SLC - $P_{VR} = 5\%$ (1462)

Elaborazioni: Grafici parametri azione, Grafici spettri di risposta, Tabella parametri azione

Strategia di progettazione: T_R [anni] vs SLO, SLD, SLV, SLC. Legend: ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie, ---■--- Strategia scelta.

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Figura 5.14- Riferimento Excel-spettri NTC v.1.03

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,036	2,547	0,242
SLD	75	0,043	2,534	0,279
SLV	712	0,099	2,596	0,342
SLC	1462	0,126	2,593	0,355

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,031	2,519	0,210
50	0,037	2,554	0,251
72	0,042	2,538	0,276
101	0,049	2,506	0,296
140	0,055	2,537	0,308
201	0,061	2,632	0,313
475	0,085	2,620	0,333
975	0,111	2,579	0,350
2475	0,149	2,614	0,362

Figura 5.15- Riferimento Excel-spettri NTC v.1.03

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* : variabilità col periodo di ritorno T_R

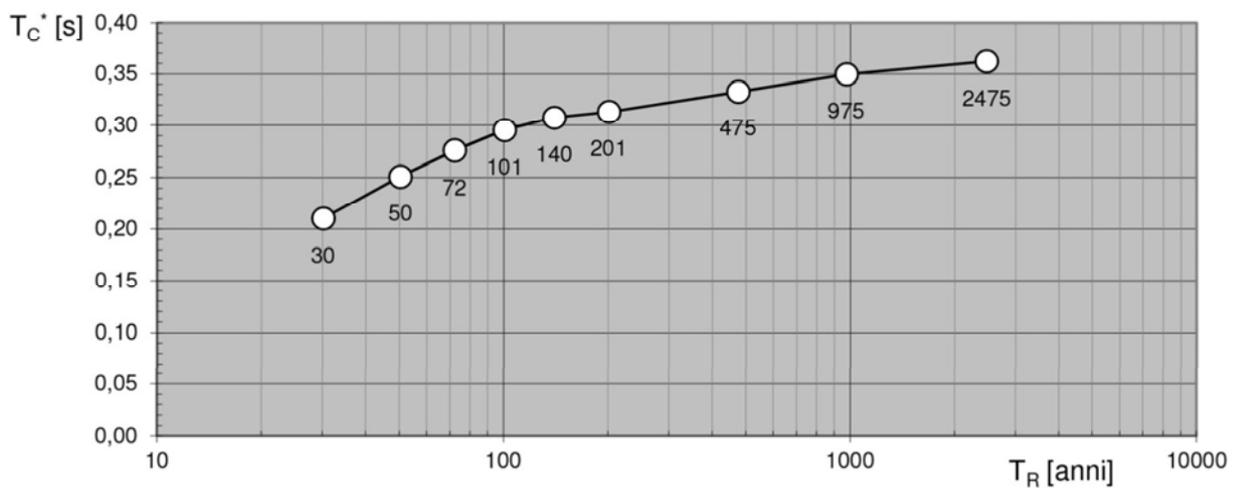
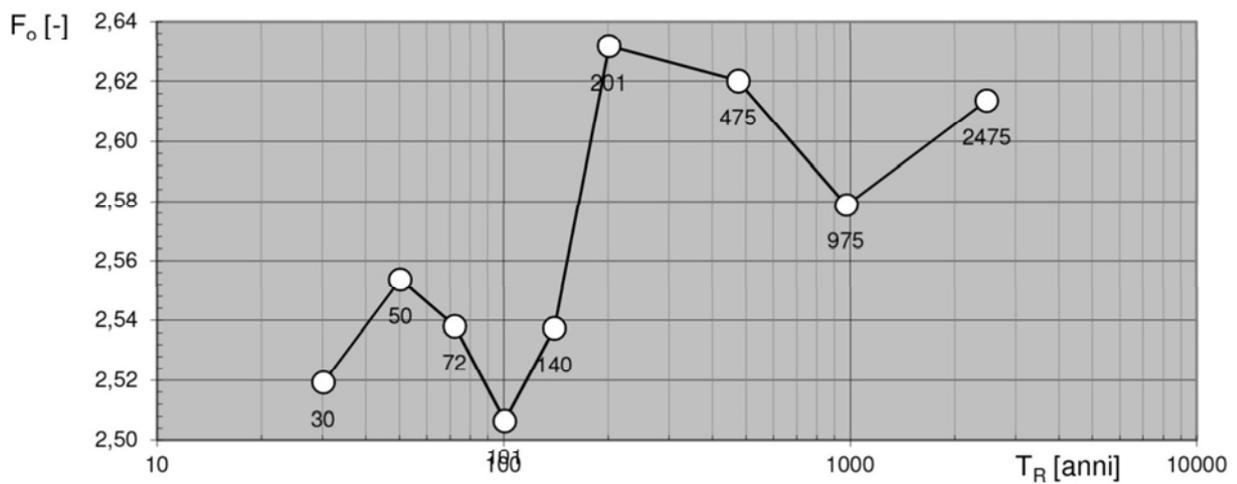
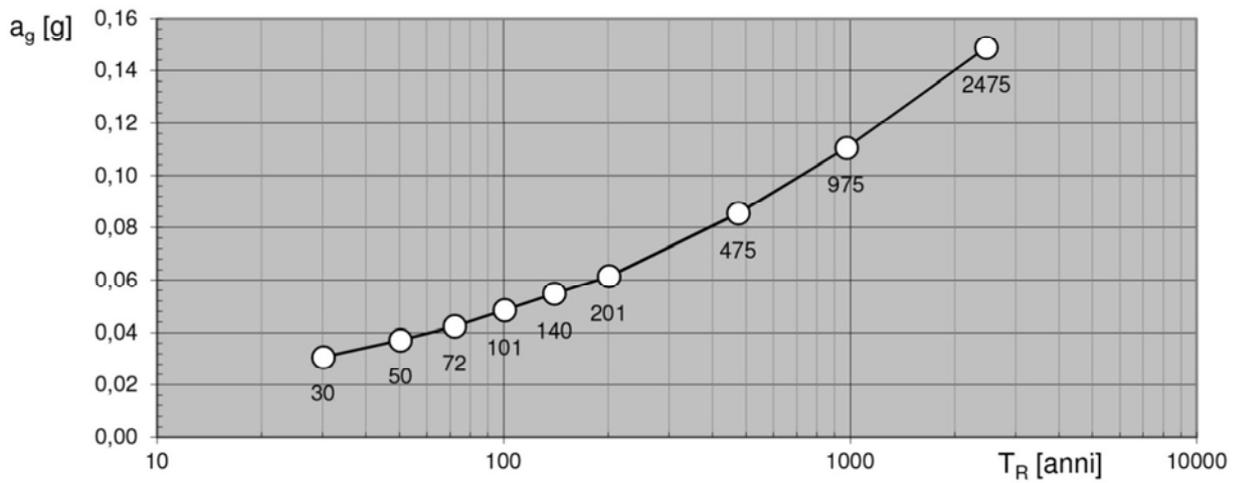


Figura 5.16- Riferimento Excel-spettri NTC v.1.03

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento

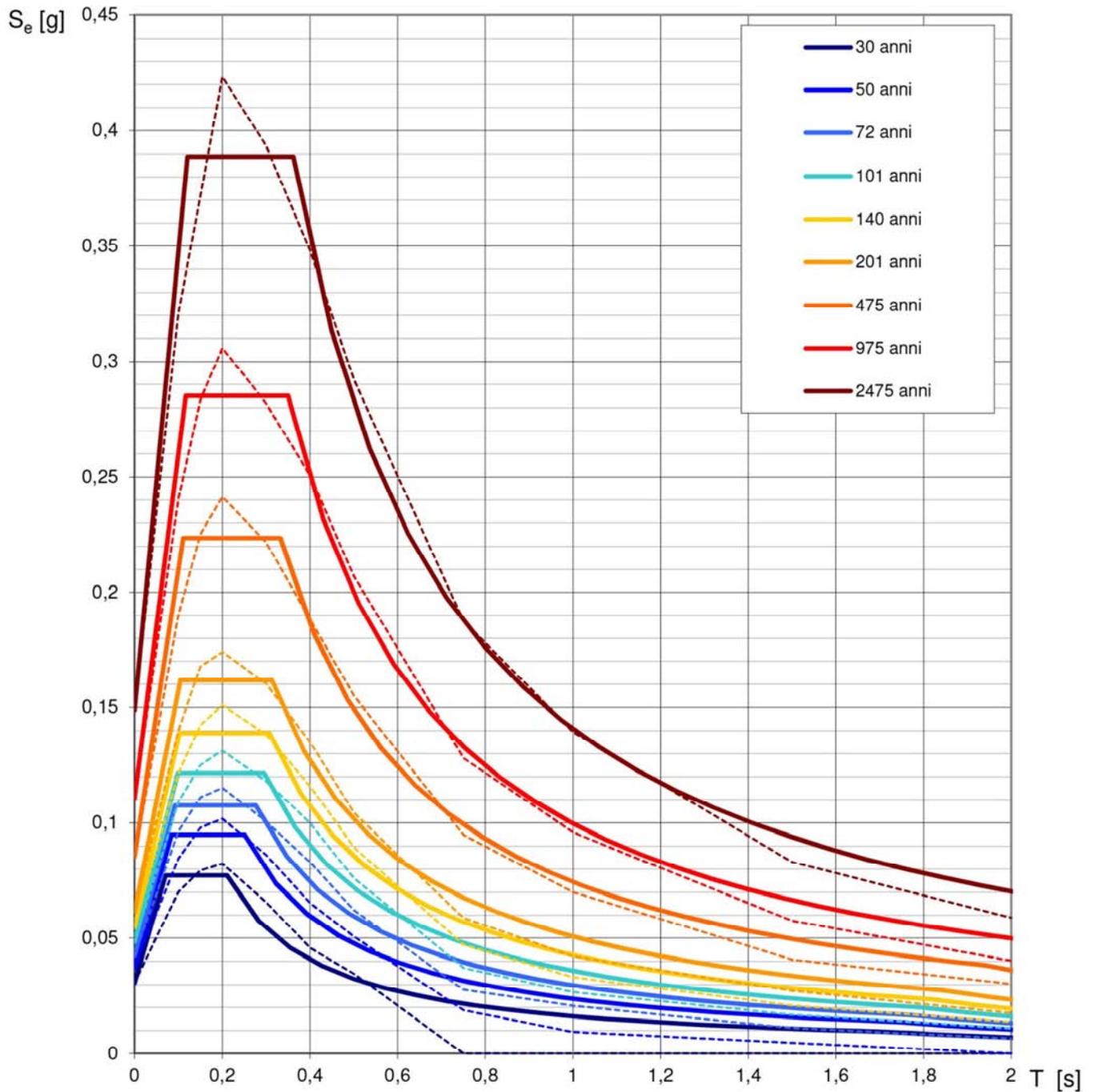


Figura 5.17- Riferimento Excel-spettri NTC v.1.03

- infine nella terza fase viene determinata l'azione di progetto in base allo stato limite scelto, in particolare il programma fornisce i parametri e i punti degli spettri di risposta in base alla categoria di sottosuolo e a quella topografica:
 - S_s e C_c sono coefficienti di amplificazione stratigrafica;
 - S_T è il coefficiente di amplificazione topografica;
 - S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 - η è il fattore che altera lo spettro elastico con coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;
 - T_B periodo corrispondente all'inizio dello spettro ad accelerazione costante;
 - T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
 - T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

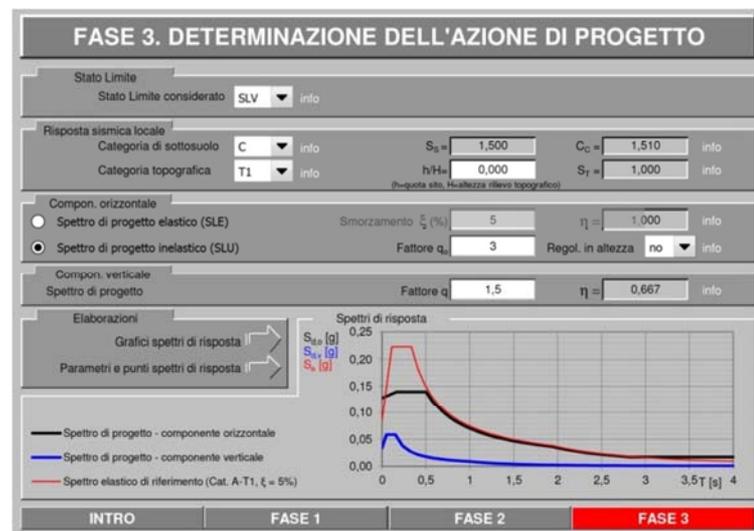


Figura 5.18- Riferimento Excel-spettri NTC v.1.03

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,099 g
F_0	2,596
T_C	0,342 s
S_S	1,500
C_C	1,496
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,171 s
T_C	0,512 s
T_D	1,995 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,148
T_B ←	0,171	0,385
T_C ←	0,512	0,385
	0,583	0,338
	0,653	0,302
	0,724	0,272
	0,794	0,248
	0,865	0,228
	0,936	0,211
	1,006	0,196
	1,077	0,183
	1,148	0,172
	1,218	0,162
	1,289	0,153
	1,360	0,145
	1,430	0,138
	1,501	0,131
	1,572	0,125
	1,642	0,120
	1,713	0,115
	1,784	0,110
	1,854	0,106
	1,925	0,102
T_D ←	1,995	0,099
	2,091	0,090
	2,186	0,082
	2,282	0,076
	2,377	0,070
	2,473	0,064
	2,568	0,060
	2,664	0,055
	2,759	0,052
	2,855	0,048
	2,950	0,045
	3,045	0,042
	3,141	0,040
	3,236	0,038
	3,332	0,035
	3,427	0,033
	3,523	0,032
	3,618	0,030
	3,714	0,029
	3,809	0,027
	3,905	0,026
	4,000	0,025

Figura 5.19- Riferimento Excel-spettri NTC v.1.03

5.3.4 Azione del vento

L'azione del vento, generalmente considerata orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite nelle NTC08³.

La velocità di riferimento v_b e il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tabella), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a * (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500\text{m} \quad (\text{NTC08-3.3.1})$$

Dove:

- **$v_{b,0}$; k_a ; a_0** : parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite nella fig. 3.3.1 delle NTC;
- **a_s** : è l'altitudine in metri sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione.

Per quanto riguarda il Palazzo del Capitano sono stati ricavati i seguenti valori:

$$a_s = 17,5\text{m} \leq 1500\text{m} = a_0$$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Figura 5.20- Tabella 3.3.1 NTC08

Quindi si applica la formula:

$$v_b = v_{b,0} = 25\text{m/s}$$

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d \quad (\text{NTC08-3.3.2})$$

⁸ Paragrafo 3.3.3 delle NTC08

dove:

- **q_b**: pressione cinetica di riferimento di cui al paragrafo 3.3.6 delle NTC;
- **c_e**: coefficiente di esposizione di cui al paragrafo 3.3.7 delle NTC;
- **c_p**: coefficiente di forma (o coefficiente aereodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da stati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria vento;
- **c_d**: è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al paragrafo 3.3.8 delle NTC.

La pressione cinetica di riferimento q_b in N/m² vale:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} * 1,25 * 25^2 = 390,63 \text{ N/m}^2$$

dove:

- **v_b**: velocità di riferimento del vento in m/s;
- **ρ**: densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di z=200m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min} \quad (\text{NTC08-3.3.5})$$

dove:

- **k_r, z₀, z_{min}** sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- **c_t**: coefficiente di topografia.

Categoria di esposizione del sito	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 5.21- Tabella 3.3.II delle NTC08, parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, mui, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Figura 5.22-
Tabella 3.3.III
NTC08, classi di
rugosità del terreno

Il Palazzo del Capitano appartiene alla categoria di esposizione del sito V e alla classe di rugosità A, quindi si ottengono:

$$k_r = 0,23 \quad z_0 = 0,7\text{m} \quad z_{\min} = 12\text{m}.$$

Da qui si ricava che:

$$c_e = 1,50 \quad c_p = 0,8 \quad c_d = 1$$

da questi valori infine si ottiene una pressione del vento pari a:

$$p = 390,63 * 1,50 * 0,8 * 1 = 468,76 \text{ N/m}^2.$$

CAPITOLO 6- APPLICAZIONE DELLA METODOLOGIA VULNUS

6.1	Caratteristiche del programma.....	pag.84
6.1.1	Calcolo del coefficiente I_1	pag.85
6.1.2	Calcolo del coefficiente I_2	pag.86
6.1.3	Calcolo del coefficiente I_3	pag.88
6.1.4	Calcolo della vulnerabilità.....	pag.89
6.2	Applicazione della metodologia Vulnus al caso oggetto di studio.....	pag.90
6.2.1	Caratteristiche dei materiali.....	pag.90
6.2.2	Determinazione dei parametri sismici.....	pag.90
6.2.3	Analisi statistica.....	pag.91
6.2.4	Calcolo indice I_3	pag.92
6.2.5	Vulnerabilità Palazzo del Capitano.....	pag.92
6.2.6	Frequenza attesa di danno.....	pag.93

6. APPLICAZIONE DELLA METODOLOGIA VULNUS

6.1 Caratteristiche del programma

Nello studio della vulnerabilità sismica del Palazzo del Capitano, appartenente alla tipologia di edifici in muratura inseriti in nuclei complessi interagenti, è stata utilizzata la procedura Vulnus, sviluppata presso i laboratori dell'Università di Padova a partire dalla seconda metà degli anni ottanta.

Vulnus permette di ottenere un'analisi globale di vulnerabilità sismica di edifici in muratura attraverso l'elaborazione dei dati ottenuti dal rilievo di un campione di edifici, isolati o inseriti in un contesto, mediante la compilazione di schede appositamente studiate.

Attraverso lo studio dei meccanismi di danno è possibile determinare il valore di accelerazione orizzontale corrispondente all'attivazione di meccanismi di collasso nel piano (di due sistemi di pareti parallele o quasi, accoppiate rigidamente da solai) o fuori del piano (delle singole pareti, vincolate ai solai o alle pareti ortogonali). Il programma infatti consente l'analisi di vulnerabilità sismica tramite la valutazione di due differenti comportamenti a rottura: la rottura a taglio delle pareti, generalmente quelle situate al piano terra o al piano con maggiori forature, e la formazione di meccanismi di collasso che possono interessare tutta l'altezza della parete o solo porzioni nelle pareti perimetrali. Il primo comportamento prevale negli edifici caratterizzati da murature di buona qualità e in cui siano presenti solai sufficientemente rigidi e buoni ammorsamenti tra pareti ortogonali; il secondo comportamento invece risulta prevalente in edifici con murature scadenti e scarsamente confinate.

Il programma permette inoltre di tenere in considerazione l'interazione di edifici contigui, se la costruzione studiata fa parte di un aggregato edilizio, che si sviluppano a causa delle diverse caratteristiche dei fabbricati in gioco.

Tutte le caratteristiche sopra citate confluiscono nell'elaborazione, da parte del programma, di tre indici:

- I_1 : è un parametro adimensionale che rappresenta una stima della resistenza a taglio dell'edificio valutato. Esso definisce infatti il rapporto tra la somma delle resistenze a taglio nel piano medio delle pareti fra di loro parallele nella direzione più debole tra le due principali dell'edificio (taglio alla base) e peso totale dell'edificio, cioè tra accelerazione critica media delle masse e accelerazione di gravità. Questo indice deve essere valutato per ciascuna direzione principale dell'edificio, arrivando quindi a definire l'indice di resistenza nel piano delle pareti parallele all'azione sismica, e necessita di una stima della resistenza media al taglio per trazione diagonale, che può essere ottenuta da dati sperimentali di laboratorio su tipologie analoghe.
- I_2 : è anch'esso un parametro adimensionale che valuta la resistenza limite dei vari pannelli murari al manifestarsi di vari cinematismi. Esso rappresenta il rapporto tra accelerazione media di attivazione di meccanismi fuori dal piano nelle condizioni più critiche e accelerazione di gravità. Attraverso analisi limite di diversi modelli cinematici alternativi vengono valutate separatamente le resistenze di pannelli verticali in muratura delle pareti esterne dell'edificio (vincolate ai solai da forze di confinamento) e di pannelli orizzontali (vincolati ai muri trasversali nelle zone nodali). Per valutare questo indice è richiesta una valutazione della resistenza a trazione e a compressione della muratura e delle forze di contenimento che si possono sviluppare al livello dei solai. Vengono prese in considerazione solo le pareti esterne, in quanto le osservazioni empiriche successive ad eventi sismici hanno dimostrato che in setti interni, oppure perimetrali se a contatto con

altri edifici di altezza maggiore, non si attivano meccanismi di collasso fuori piano per strisce verticali di muratura.

- I_3 : è un parametro di tipo empirico che serve a tenere conto di informazioni di tipo qualitativo non considerate nell'elaborazione dei due indici precedenti. I fattori presi in esame sono ricavati dalla scheda G.N.D.T. di II livello, per ognuno di essi è dato un giudizio che esprime il rispetto o meno del parametro e uno sulla qualità delle informazioni sulle quali si è formulato tale giudizio. Sulla base di ciò viene assegnato un punteggio che può variare tra 0 (edificio costruito a regola d'arte o in accordo con le normative antisismiche) e 1.

Il programma elabora i tre indici rapportandoli ai valori di accelerazione sismica attesi per il luogo e fornisce un giudizio di vulnerabilità sismica dell'edificio, o del nucleo in cui è inserito. Successivamente è possibile calcolare i valori attesi di danno grave mediante la costruzione delle curve di fragilità e il confronto dei risultati ottenuti con quelli previsti dalla scheda di intensità macrosismica EMS98¹.

La scala europea EMS98 prevede l'utilizzo di 6 classi (A,B,C,D,E,F), potenzialmente in grado di misurare sia gli edifici esistenti non progettati per il sisma, sia quelli esistenti o di nuova costruzione con diversi livelli di protezione antisismica. A ciascuna classe sono associate previsioni statistiche del livello di danno fisico apparente in popolazioni di edifici: si tratta pertanto di una misura convenzionale che soddisfa i requisiti di verificabilità.²

La prima operazione da compiere all'interno del programma è la compilazione della scheda di rilievo, essa contiene i dati generali dell'edificio considerato quali: dati catastali, disegno schematico della pianta più rappresentativa dell'edificio in cui vengono individuate le pareti, i setti e i nodi in cui è stato diviso l'edificio, materiale delle pareti e stato di conservazione, numero di piani, tipologia dei solai, regolarità della pianta, altezza dell'edificio, superficie in pianta, orditura dei solai, regolarità degli impalcati, contenimento delle pareti.

Nella parte successiva della scheda di rilievo viene riportata una tabella in cui sono indicate le caratteristiche delle pareti: indice identificativo, direzione, nodo iniziale e finale del setto, numero del setto, spessore del setto al piano terra e all'ultimo piano, lunghezza sia del setto che dei fori, regolarità o meno delle spalle di estremità e il numero di edifici contigui.

Nel caso del Palazzo del Capitano nella fase di archiviazione, ossia l'inserimento di tutti i dati sopra citati, è stata necessaria la suddivisione in due edifici poiché l'edificio supera i 1000mq di superficie in pianta.

6.1.1 Calcolo del coefficiente I_1

Come precedentemente accennato Vulnus considera due tipologie di meccanismi di rottura, il primo modello cinematico dipende dalla resistenza a taglio della muratura e considera la rottura dei setti nel piano.

Il programma considera tre ipotesi fondamentali:

- Distribuzione uniforme delle masse lungo l'altezza, anche quelle dei solai;
- Distribuzione dell'accelerazione proporzionale all'altezza;

⁹ Scala Macrosismica Europea (EMS, la versione aggiornata del 1998 e EMS98), rileva la forza degli effetti di un terremoto in una zona specifica, si compone di 12 suddivisioni.

¹⁰ A. Bernardini, M.R. Valluzzi, C. Modena, *Classificazioni di vulnerabilità sismica di edifici in muratura dal calcolo limite per macroelementi*.

- Pareti parallele alla direzione del sisma soggette, a favore di sicurezza, all'intera azione orizzontale ad esse trasferita attraverso i meccanismi di resistenza flessionale delle pareti ortogonali collegate attraverso i solai.

Il programma valuta il rapporto tra il valore critico dell'accelerazione orizzontale media sulle masse dell'edificio e l'accelerazione di gravità per ciascuna delle direzioni principali dell'edificio. Questo valore si esprime attraverso la seguente formula:

$$\frac{V}{W} = \frac{\left(\frac{ft}{1,5} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{ft}} \cdot Ft \cdot \frac{k1}{k2} \right)}{W} = I1$$

Dove:

- ft: resistenza media a trazione della muratura;
- σ_0 : tensione media verticale sui muri paralleli alla direzione del sisma;

$$\sigma_0 = \frac{W}{Ft} \equiv \gamma_s \cdot h \cdot n \cdot \left(\frac{Ft''}{Ft} + \frac{q}{\gamma_s \cdot h \cdot fi} \right)$$

n è il numero di piani;

q è il carico per unità di superficie del solaio nella situazione sismica;

fi è il rapporto tra la superficie dei muri Ft e la superficie utile coperta in pianta dell'edificio;

γ_s è il peso specifico della muratura;

h è il valore medio dell'altezza di piano;

Ft'' è il valore medio della superficie totale delle murature, depurata dai fori;

- Ft: superficie totale delle murature in pianta, depurata dei fori, in corrispondenza al piano terra;
- k1 : rapporto tra la superficie dei muri paralleli alla direzione del sisma e la superficie totale Ft;
- k2 : coefficiente di amplificazione della sollecitazione tangenziale dipendente dagli effetti di eccentricità delle masse rispetto alla distribuzione in pianta dei muri.

Considerando uniformemente distribuito su tutti i muri il carico verticale si introduce un errore, esso risulta relativamente piccolo rispetto alla tipologia considerata, in quanto la tensione verticale sui muri σ_0 dipende prevalentemente dal peso proprio della muratura, anche considerando unidirezionale l'orditura dei solai e trascurando la capacità di trasmissione di sforzi tangenziali tra murature a diverso livello di tensione verticale.

Il parametro I1 deve essere valutato come il minore dei due valori V/W calcolati con Vulnus per le due sezioni principali dell'edificio.

$$I1 = \min \left(I1x = \frac{Vx}{W}; I1y = \frac{Vy}{W} \right)$$

Se si considera un edificio appartenente a un nucleo di edifici, come nel caso studio, i setti appartenenti a due edifici contigui devono contribuire alla resistenza al taglio di entrambi. Per questo motivo viene ridotto lo spessore della muratura delle pareti contigue a edifici di pari o minore altezza proporzionalmente ai carichi di competenza.

6.1.2 Calcolo del coefficiente I2

Il secondo modello cinematico considerato dal programma interessa i meccanismi che portano alla rottura dei setti fuori piano, essi vengono rappresentati dall'indice I2. Nel calcolo di questo indice vengono considerati i cinematismi relativi sia a strisce verticali di muratura sia a strisce orizzontali di muratura,

inoltre per ognuno di essi viene calcolato il rapporto tra accelerazione media orizzontale di attivazione del meccanismo e accelerazione di gravità.

Nel calcolo di questo indice vengono considerati due contributi di resistenza:

- I_2' : questo indice considera la resistenza di strisce verticali di muratura larghe un metro, semplicemente appoggiate, cioè senza resistenza a trazione, sulla fondazione e sui muri trasversali o vincolate ai solai;
- I_2'' : esso invece considera la resistenza ad arco o a trave di strisce orizzontali di muratura vincolate alle pareti trasversali (parallele all'azione del sisma).

Per determinare tali contributi si assume che la distribuzione delle masse, comprese quelle dei solai, sia uniforme sull'altezza, e corrispondente al peso specifico equivalente, definito come: $\gamma_e = \gamma_s(1 - pf) + \frac{q}{h \cdot f_1}$, in cui pf è la percentuale di foratura delle pareti. Inoltre si considera che le accelerazioni siano proporzionali alla quota rispetto al piano campagna.

Questi indici vengono elaborati per ciascuna parete e il valore minore della somma dei due corrisponde all'indice I_2 .

Le verifiche a rottura per ogni parete dipendono da parametri adimensionali.

$c_1 = \frac{f_t}{\gamma_e \cdot h}$; $c_2 = \frac{f_c}{\gamma_e \cdot h}$; dove f_t e f_c sono i valori medi della resistenza a trazione e a compressione della muratura, eventualmente ottenibili mediante prove sperimentali.

Cinematismi per strisce verticali

Vulnus considera due modelli per quanto riguarda la valutazione di resistenza di strisce verticali di muratura: il primo prevede il ribaltamento dell'insieme di più pareti sovrapposte, ognuna di altezza h , il secondo viene considerato nel caso in cui le forze di contenimento risultano essere elevate, e considera la resistenza flessionale della parete all'ultimo livello dell'edificio. In quest'ultimo caso si considera significativa la verifica per rottura nella sezione di mezzeria del piano più alto in quanto maggiormente esposto all'azione sismica fuori piano.

Cinematismi per strisce orizzontali

All'interno di ogni parete le strisce orizzontali vengono suddivise in campate, esse sono caratterizzate da una lunghezza l , da vincoli nodali con le pareti trasversali ma non con i solai e dal fatto di essere resistenti alle azioni ortogonali:

- Come travi incastrate ai nodi stessi fino al limite dalla resistenza a trazione della muratura (valore critico dell'accelerazione a_1);
- Secondo il meccanismo ad arco con freccia nello spessore della muratura, fino al limite del cedimento per compressione o per ribaltamento delle spalle dell'arco (valore critico dell'accelerazione a_2).

In entrambi i casi va verificata anche la resistenza al distacco in ogni nodo delle strisce delle pareti trasversali (valore critico dell'accelerazione a_3). La resistenza al taglio delle strisce orizzontali invece non risulta mai limitativa.

L'indice I_2'' per ogni parete è fornito dalla relazione:

$$I_2'' = \frac{\min(\max(a_1; a_2); a_3)}{g}$$

Effetti di interazione tra edifici contigui

Dopo aver definito i cinematismi fuori piano il programma calcola i valori I_2' e I_2'' di ogni cinematismo considerato, per tutti i setti; è possibile anche visualizzare tutti questi valori calcolati dalla procedura per

ogni meccanismo e per ogni setto. Non tutti i valori calcolati vengono presi in considerazione dal programma nel determinare l'indice I2: nel calcolo di I2' vengono considerate solo le pareti esterne non in comune con altri edifici. Nel calcolo di I2'' bisogna individuare il tipo di nodo presente ad ognuna delle estremità del setto in esame in modo da capire quali sono i cinatismi di strisce orizzontali di muratura che possono attivarsi tra quelli considerati dalla procedura: rottura a flessione, rottura a compressione dell'arco, ribaltamento della spalla ortogonalmente al setto per spinta dell'arco, distacco della parete ortogonale al setto.

Vengono considerate quattro tipologie di nodi:

- **Nodo a croce:** in esso confluiscono quattro pareti ognuna delle quali può essere soggetta a rottura a flessione o a compressione dell'arco.
- **Nodo a T intermedio:** viene considerato il setto che non è di estremità di parete, i meccanismi di rottura possibili sono a flessione, a compressione dell'arco e distacco della parete ortogonale al setto.
- **Nodo a T estrema:** in questo caso si considera il setto che è estremità di parete, i meccanismi di rottura possibili sono a flessione, a compressione dell'arco, ribaltamento della spalla ortogonalmente al setto per spinta dell'arco.
- **Nodo a L:** è il caso in cui si incontrano due setti che sono entrambi estremità di parete, i meccanismi di rottura possibili sono a flessione, a compressione dell'arco, ribaltamento della spalla ortogonalmente al setto per spinta dell'arco, distacco della parete ortogonale al setto.

6.1.3 Calcolo del coefficiente I3

Nella determinazione di quest'ultimo indice vengono presi in considerazione i fattori, sia positivi sia negativi, non considerati nel calcolo dei precedenti meccanismi resistenti. L'individuazione di tali fattori avviene tramite la compilazione della scheda di vulnerabilità di II livello per edifici in muratura realizzata dal G.N.D.T., essa determina, sulla base di undici parametri, la propensione di un edificio a subire danni dopo un evento sismico. Nel calcolo dell'indice I3 vengono considerati solamente sette di questi parametri, ovvero quelli che non sono implicitamente valutati nel calcolo degli altri due indici. Viene riportata di seguito la tabella con il peso degli undici fattori nel calcolo di I3.

PARAMETRI	RELAZIONE CON I1 E I2	PESO I3
tipo e organizzazione del sistema resistente	I2	0.00
qualità del sistema resistente	parzialmente I1 e I2	0.15
resistenza convenzionale	I1	0.00
posizione edificio e fondazioni	no	0.75
orizzontamenti	parzialmente I2	0.50
configurazione planimetrica	I1	0.00
configurazione in elevazione	parzialmente I2	0.50
distanza massima tra le murature	I2	0.00
copertura	parzialmente I2	0.50
elementi non strutturali	no	0.25
stato di fatto	parzialmente I1 e I2	0.50

Sulla base di tali valori il programma elabora il valore di I_3 , compreso tra 0 e 1, il quale rappresenta le carenze strutturali del fabbricato in esame, se l'edificio è in buono stato di conservazione e rispetta le norme antisismiche questo valore è pari a 0.

6.1.4 Calcolo della vulnerabilità

Dopo aver determinato i tre indici è possibile procedere con l'analisi della vulnerabilità. Tali parametri sono trasformati in sottoinsiemi sfuocati del loro intervallo di definizione in modo da poter tenere conto dell'incertezza relativa alla stima di alcune grandezze non direttamente misurabili, come per esempio la profondità delle fondazioni, oppure legata alla variabilità di parametri fisici caratterizzanti i materiali di cui sono costituiti gli edifici in esame, come la resistenza a compressione, oppure legata a imprecisioni ed errori del processo di rilevazione. Vengono a tal fine introdotte delle particolari strutture di dati dette misure o variabili fuzzy.

Il vantaggio nell'utilizzare la teoria degli insiemi sfuocati è quello di trattare concetti privi di esatti confini e questo permette di passare in modo graduale da un elemento appartenente ad un insieme ad un altro elemento che non vi appartiene.

Il calcolo della vulnerabilità viene effettuato attraverso un modello deterministico applicato a grandezze sfuocate. La funzione iperbolica che descrive la vulnerabilità divide il piano in tre zone: una "zona certamente sicura", con $V_u=0$; una "zona certamente insicura", con $V_u=1$ e una zona di transizione in cui V_u ha un valore compreso tra 0 e 1. In quest'ultima zona V_u rappresenta il "grado di appartenenza alla zona insicura" oppure la "probabilità di collasso" dell'edificio, essa è condizionata dalle variabili I_1 , I_2 e A . All'interno di tale zona le curve che presentano il medesimo valore di V_u costituiscono una famiglia di iperboli per le quali è costante anche il parametro u , con un valore compreso tra 0 e 1. La funzione di vulnerabilità implica una perfetta simmetria degli effetti di I_1 ed I_2 e quindi si colloca nel campo di resistenza rispetto alla condizione $I_1=I_2$.

Il parametro a , fattore dipendente da I_3 con valore compreso tra 0 e 1, riassume l'influenza di alcuni fattori qualitativi dell'edificio e per questo influenza non solo l'ampiezza della zona di transizione ma anche gli stessi valori di V_u , a parità infatti di I_1 e I_2 la funzione V_u cresce in modo monotono con a .

Confrontando le previsioni di probabilità di collasso fornite dal programma con i danni osservati su edifici colpiti da terremoti è possibile individuare i valori in base ai quali è stato tarato il modello:

- $C_1= 0.5$ fissa gli asintoti della funzione iperbolica e quindi implica che, quando $A > \min(I_1/2; I_2/2)$, è certo l'apparire di danno grave;
- $C_2= 1.0$ e $C_3= 0.1$ implicano che, in condizioni di simmetria ($I_1=I_2$), l'uguaglianza (con una incertezza di modello pari al 10%) di A ai valori che innescano i meccanismi di collasso costituisce il valore centrale (successivamente sfuocato) che separa il campo di sicurezza da quello di insicurezza;
- $C_4= 1.0$ implica che, sempre in condizioni di simmetria ($I_1=I_2$), quando A è inferiore a metà dei valori che innescano i meccanismi di collasso, è certamente da escludere la presenza di danno grave.

L'ipotesi di interazione di tipo iperbolico estende le conclusioni al caso in cui I_1 e I_2 assumano valori differenti.

6.2 Applicazione della metodologia Vulnus al caso oggetto di studio

Il primo passaggio del programma Vulnus è l'archiviazione dei dati, in questa fase è possibile inserire per ogni edificio considerato alcune caratteristiche, come ad esempio, il materiale delle pareti, il numero dei piani, l'altezza, l'area, l'orditura dei solai, la regolarità o meno della pianta. Nel caso del Palazzo del Capitano è stato necessario dividere la costruzione in due edifici poiché l'area totale è superiore ai 1000mq. La pianta scelta come pianta di riferimento è quella del terzo piano, in essa, per entrambi gli edifici considerati, sono state individuate le pareti (P), ognuna delle quali è stata suddivisa in setti (S); l'intersezione di uno o più setti individua un nodo, essi sono numerati in modo progressivo.

Per ogni setto è stato necessario inserire le caratteristiche geometriche, quali lunghezza, spessore e lunghezza dei fori, le caratteristiche delle spalle dei fori e i nodi iniziale e finale.

6.2.1 Caratteristiche dei materiali

Le caratteristiche riguardanti la muratura in mattoni sono quelle riportate nel capitolo precedente senza considerare però il fattore di sicurezza q, ovvero:

RESISTENZA A COMPRESSIONE	RESISTENZA A TRAZIONE	DENSITÀ SPECIFICA
1,778 MPa	0,44 MPa	1800 kg/mc

Per quanto riguarda la scelta delle caratteristiche dei solai invece sono stati utilizzati i parametri semplificati del programma:

- Tipologia solaio: pesante (6.0 kN7mq), la maggior parte dei solai è in laterocemento;
- Orditura solai: entrambe le direzioni;
- Regolarità impalcati: regolare
- Numero cordoli perimetrali: 0.

6.2.2 Determinazione dei parametri sismici

Per poter determinare lo spettro di progetto della componente orizzontale sono stati considerati i valori di zonazione sismica, calcolati in base alle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008, questo parametro è necessario nella determinazione degli indici I1 e I2.

Coordinate geografiche di Padova	lat. 45,4161	long. 11,8828
Accelerazione massima al sito di riferimento rigido	ag	0,099
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido	Fo	2,596
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido	Tc*	0,342
Vita nominale	VN	50
Classe d'uso e relativo valore del coefficiente d'uso	Cu	1,5
Periodo di riferimento dell'azione sismica	VR	75
Probabilità di superamento per SLV	PVR	10%
Tempo di ritorno dell'azione sismica	TR	712
Categoria del sottosuolo		C

Fattore di struttura	q	3
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S _s	1,5
Coefficiente di amplificazione topografica	S _T	1,0
Coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche	S	1,5
Coefficiente funzione della categoria del sottosuolo	T _c	0,512
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T _B	0,171
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T _D	1,995
Spettro di progetto della componente orizzontale	S _d (T)	0,193

Nell'analisi di vulnerabilità sono stati utilizzati tre valori:

- 0,193 (NTC2008);
- 0,105 (terremoto del 3 gennaio 1117, intensità 8 gradi della scala MCS);
- 0,057 (terremoto del 25 febbraio 1695, intensità 7 gradi della scala MCS).³

6.2.3 Analisi statistica

Dopo aver calcolato gli indici I₁ e I₂ il programma permette di svolgere un'analisi statistica di entrambi i valori su tutto il campione di edifici. Per entrambi gli edifici, in cui è stato suddiviso il Palazzo del Capitano, Vulnus permette di ricavare il valore minimo, il valore medio, lo scarto quadratico medio e il coefficiente di variazione.

Dati calcolati da Vulnus	I ₁	I ₂
Valore max	0,53	0,391
Valore min	0,329	0,386
Valore medio	0,43	0,39
Valore medio pesato (rif. Vol.)	0,429	0,389
s.q.m.	0,099	0,003
Coefficiente di variazione	23,032	0,654

Edificio	I ₁	I ₂	I ₁ / I ₂	Densità specifica Eq. (kg/mc)	Volume (mc)	Peso
Palazzo del Capitano 1	0,53	0,391	1,347	2859	12264	5556
Palazzo del Capitano 2	0,329	0,386	0,854	2781	11288	5634

Nel caso in cui l'indice I₂ sia quello con il valore minore allora l'edificio presenta una vulnerabilità maggiore alle azioni fuori piano, mentre nel caso in cui sia l'indice I₁ quello con il valore maggiore, si ha una vulnerabilità maggiore alle azioni nel piano.

Di seguito vengono riportate le probabilità di sopravvivenza dell'edificio in base ai valori considerati:

¹¹ Valori ottenuti sulla base delle informazioni rinvenute nel Database Macrosismico Italiano, le intensità macrosismiche sono state opportunamente trasformate in accelerazione orizzontale attraverso l'equazione: $\ln\left(\frac{a}{g}\right) = 0,602I_s - 7,073$ (Guagenti, Petriani 1989).

Capitolo 6- Applicazione della metodologia Vlnus

a/g	probabilità di sopravvivenza	Crollo per I1	Crollo per I2	Crollo per I1, I2
0,193	100%	0%	0%	0,01%
0,105	100%	0%	0%	0,01%
0,057	100%	0%	0%	0,01%

in questa fase il programma permette già di fare un'analisi probabilistica relativa alla percentuale di edificio che sopravvive o crolla a causa di I1, I2 o entrambi. La probabilità di sopravvivenza viene calcolata allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

6.2.4 Calcolo indice I3

Il calcolo dell'indice I3 avviene inserendo all'interno del programma dei dati derivanti dalla compilazione della scheda G.N.D.T. di secondo livello. Di seguito viene riportata una tabella indicante per ogni dato anche la qualità dell'informazione.

	Classe	Qualità
Tipo e organizzazione del sistema resistente	D	M
Qualità del sistema resistente	B	M
Resistenza convenzionale	A	E
Posizione edificio e fondazioni	B	E
Orizzontamenti	A	M
Configurazione planimetrica	B	M
Configurazione in elevazione	B	M
Distanza massima fra le murature	A	E
Copertura	C	M
Elementi non strutturali	A	E
Stato di fatto	B	E

Edificio	I3	I GNDT	I GNDT Norm
1	0,306	127,5	0,333
2	0,306	142,5	0,372

6.2.5 Vulnerabilità del Palazzo del Capitano

Sulla base del valore calcolato, per entrambi gli edifici, dell'indice I3 è stato possibile svolgere l'analisi di vulnerabilità rispetto ai tre valori d'accelerazioni di riferimento.

Il programma associa a cinque diversi livelli la probabilità di superamento di un certo danno sulla base dei valori ottenuti:

- 0: MOLTO PICCOLA (lesioni irrilevanti);
- 1: PICCOLA (lesioni isolate);
- 2: MEDIA (lesioni diffuse);
- 3: GRANDE (attivazione dei meccanismi fuori piano);
- 4: MOLTO GRANDE (crolli);

Nella tabella seguente vengono riportati i giudizi di Vulnerabilità ottenuti:

Edificio	Giudizio di Vulnerabilità
----------	---------------------------

	a/g= 0,193	a/g= 0,105	a/g= 0,057
1	MOLTO PICCOLA	MOLTO PICCOLA	MOLTO PICCOLA
2	MEDIA	MOLTO PICCOLA	MOLTO PICCOLA

Per i valori considerati la vulnerabilità risulta essere piccola, l'edificio può riportare lesioni poco diffuse e irrilevanti.

6.2.6 Frequenza attesa di danno

La vulnerabilità può essere anche espressa in funzione dei valori attesi di danno grave $E[Vg]$ rispetto ai diversi valori del rapporto PGA/g tra accelerazione di picco e accelerazione di gravità.

In questo caso il programma fornisce dei diagrammi composti da tre curve rappresentanti i limiti inferiore, superiore e i valori centrali, queste tre curve vengono chiamate "curve di fragilità". Grazie ai diagrammi così ottenuti è possibile stimare il valore atteso di frequenza di danno grave per ogni valore di PGA/g e l'incertezza relativa a tale valore: la zona compresa tra le curve dei limiti inferiore e superiore rappresenterà infatti l'intervallo dei più probabili valori di frequenza attesa di danno grave.

Nello studio della vulnerabilità del Palazzo del Capitano sono stati elaborati dei grafici costituiti dalle tre curve di fragilità e dai valori di a/g considerati, in riferimento ai valori di $E[Vg]$ relativi ai diversi rapporti a/g .

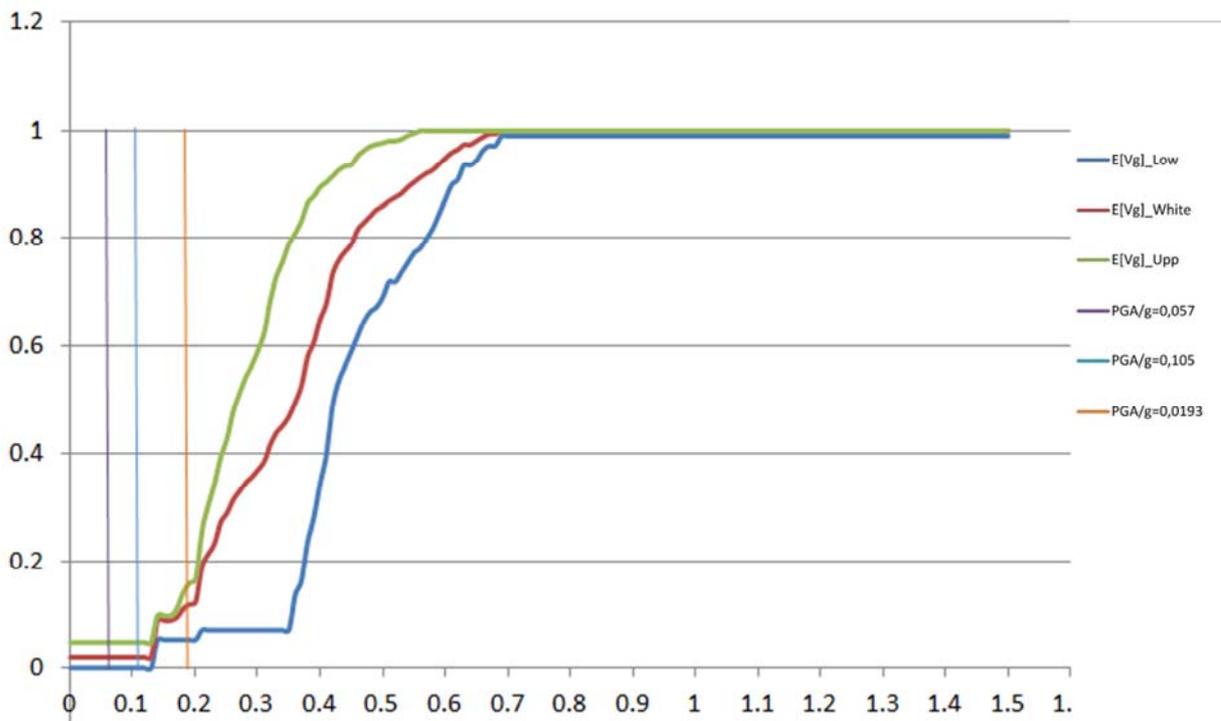


Figura 6.1- Grafico che esprime la vulnerabilità

Il grafico può essere suddiviso in tre fasi:

- La prima fase è caratterizzata da valori di PGA/g compresi tra 0 e 0,12, con valori di vulnerabilità bassa, corrispondenti a danni strutturali lievi.
- La seconda fase è invece caratterizzata da un aumento del limite superiore e di quello medio con pendenze diverse e elevate, mentre il limite inferiore, dopo una breve fase di crescita, rimane più o meno costante fino ad un valore di PGA/g pari a 0,35, per poi riprendere la fase di crescita con inclinazione uguale a quella delle altre due curve.
- La terza fase viene raggiunta dal limite superiore per valori di PGA/g pari a 0,5, dal limite medio per valori pari a 0,65 e per il limite inferiore invece a partire da 0,7. In questa fase viene raggiunto il massimo valore, corrispondente a danni strutturali gravissimi, con conseguente crollo della struttura.

Questi dati confermano quanto affermato nella precedente analisi in cui era già stato individuato un giudizio di vulnerabilità molto piccola.

Di seguito viene riportata la tabella con i valori delle varie curve al variare dei diversi rapporti PGA/g considerati in quest'analisi:

	PGA/g=0,193	PGA/g=0,105	PGA/g=0,057
E[Vg] Low	0,05	0	0
E[Vg] White	0,085	0,02	0,02
E[Vg] Up	0,1	0,05	0,05

Da questi valori si può notare che all'aumentare del rapporto PGA/g cresce il valore di aspettazione di danno E[Vg]. Per un valore di PGA/g pari a 0,193 si ha un valore di E[Vg] pari al 8,5% con un range di valori compresi tra il 5% e il 10%. Se si considera invece l'accelerazione pari a 0,105 o quella pari a 0,057, la frequenza si abbassa, arrivando a una media di 2%, con valori limite pari a 0% e 5%.

CAPITOLO 7- VERIFICA DEI MECCANISMI DI INSIEME MEDIANTE IL PROGRAMMA 3MURI

7.1	Caratteristiche del programma.....	pag.98
7.2	Definizione del modello.....	pag.99
7.2.1	Modellazione delle pareti.....	pag.99
7.2.2	Modellazione dei solai.....	pag.101
7.2.3	Modellazione delle coperture.....	pag.102
7.2.4	Semplificazioni nella modellazione del	
7.2.5	Palazzo del Capitano.....	pag.103
7.3	Analisi statica non lineare (push-over).....	pag.104
7.4	Effetti dell'aggregazione sul comportamento strutturale.....	pag.107
7.4.1	Modello libero.....	pag.108
7.4.2	Modello vincolato.....	pag.114
7.5	Analisi statica.....	pag.119
7.6	Conclusioni.....	pag.123

7. VERIFICA DEI MECCANISMI DI INSIEME MEDIANTE IL PROGRAMMA

3MURI

7.1 Caratteristiche del programma

L'analisi sismica delle strutture in muratura può essere effettuata tramite il programma 3Muri secondo il DM 14-1-2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni". Il programma permette di esaminare strutture in muratura e miste, ossia in c.a., legno, acciaio come travi, pilastri, setti per il progetto di nuove strutture o per l'esame di edifici esistenti. 3Muri prevede un metodo di calcolo innovativo basato sul metodo FME (Frame by Macro Element) che schematizza la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento, detto macroelemento.

Il programma nasce dalla collaborazione tra la società S.T.A. DATA e un gruppo di specialisti, responsabile dell'elaborazione del motore di calcolo.¹

Ogni programma di calcolo automatico si basa su un modello matematico che interpreta la realtà fornendo una soluzione. La difficoltà di creare un modello teorico che riesca a cogliere tutti gli aspetti del comportamento strutturale delle murature, risiede nel fatto di dover considerare:

- un legame che descriva in modo corretto il comportamento dei materiali sottoposti ad azioni sismiche e che tenga in conto delle specifiche modalità di rottura;
- un modello che schematizza l'intera struttura cogliendone le caratteristiche globali e l'interazione dei vari elementi (pareti e solai);
- le richieste imposte dalla Normativa.

Negli anni sono stati proposti diversi metodi di calcolo per analizzare il comportamento sismico delle strutture in muratura:

- il metodo POR sviluppato negli anni ottanta con lo scopo di sviluppare una procedura semplificata che permettesse di ottenere un'analisi incrementale a collasso senza richiedere un eccessivo onere computazionale, tale metodo poteva però essere applicato solo a strutture in cui il solaio potesse essere considerato infinitamente rigido rispetto alla muratura e non considerava il contributo resistente dato dalle fasce di piano. A causa delle semplificazioni questo metodo non riusciva a cogliere appieno le caratteristiche della struttura, sovrastimando la rigidità strutturale e sottostimando la duttilità della struttura.
- Il metodo a elementi finiti FEM che consente un'analisi molto accurata a patto di avere un'ottima conoscenza dei parametri che descrivono il comportamento della muratura, il che non sempre è possibile e a questo si aggiunge anche l'elevato onere computazionale richiesto.
- Il metodo a telaio equivalente, utilizzato da 3Muri, è un modello che ben rappresenta il comportamento reale degli edifici, infatti viene elaborato sull'osservazione dei meccanismi di danno riscontrati sulle murature in seguito ad un sisma, inoltre l'onere computazionale è minore rispetto ad un modello FEM.

Le nuove normative sismiche identificano la duttilità come fattore chiave nel valutare la capacità delle strutture a resistere all'azione sismica. La duttilità di una struttura è la sua capacità di deformarsi a carico quasi costante, superando la fase elastica e dissipando l'energia trasmessa dalle onde sismiche per attrito e attraverso fenomeni di isteresi. Essa viene definita come rapporto tra due spostamenti, quello massimo prima del collasso e quello al limite elastico: du/de .

¹² S.T.A DATA, *Manuale d'uso 3muri*.

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

Il programma valuta lo spostamento di un punto di controllo, generalmente posto in sommità, rispetto alla forza agente alla base della struttura ed elabora la curva di capacità in cui, in fase di verifica, lo spostamento offerto viene confrontato con quello richiesto, il quale deve risultare sempre inferiore. Nel caso in cui la struttura non dovesse risultare verificata il programma fornisce informazioni sulle zone più critiche sulle quali è necessario intervenire per migliorare il comportamento strutturale.

7.2 Definizione del modello

La definizione del modello si è basata sul disegno delle piante dell'edificio elaborate con AutoCad e successivamente importate nel programma 3Muri in formato .dxf. Naturalmente, la realtà dell'edificio in esame, come quella di quasi tutti gli edifici storici in muratura, comprende una serie di particolari costruttivi che in un modello di calcolo possono essere omessi, essendo necessaria una semplificazione: considerare troppi particolari potrebbe fornire risultati inaffidabili.

I passaggi principali preliminari all'analisi consistono nella definizione delle caratteristiche strutturali del modello, meccaniche dei materiali e quelle di carico degli elementi.

La modellazione dell'edificio è stata realizzata mediante l'utilizzo di pareti cui si attribuisce il ruolo di elementi resistenti, sia nei confronti dei carichi verticali sia di quelli orizzontali; gli orizzontamenti hanno il ruolo di trasferire i carichi verticali agenti sugli stessi alle pareti e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza.

7.2.1 Modellazione delle pareti

La schematizzazione a telaio equivalente con macroelementi deriva dall'osservazione del danno sulle pareti in seguito al sisma. In generale si individuano tre tipologie di rottura variabili a seconda delle condizioni di vincolo, della geometria e delle caratteristiche dei materiali:

- Rottura per taglio;
- Rottura per pressoflessione e schiacciamento negli spigoli;
- Rottura per scorrimento.

Poiché tali rotture vanno a localizzarsi principalmente su porzioni di muratura delimitate dalle aperture, l'idea è quella di schematizzare le pareti attraverso macroelementi che rappresentino tali porzioni.

Questa modellazione ne individua tre tipi:

- Maschi murari, in corrispondenza delle zone verticali comprese tra le aperture; su questi elementi si considerano concentrate le sollecitazioni di tipo tagliante.
- Fasce di piano, in corrispondenza delle zone orizzontali comprese tra le aperture; su questi elementi si considerano concentrate le sollecitazioni di tipo flessionale e di compressione.
- Elementi rigidi, che solitamente collegano le diverse fasce di piano; sono gli elementi che durante l'azione sismica ridistribuiscono le sollecitazioni agli elementi vicini.

Questi ultimi si schematizzano come porzioni di muratura indeformabili in quanto collocati in zone confinate, e si considerano infinitamente rigidi rispetto agli elementi collocati attorno alle aperture. Tali elementi pur rappresentando un oggetto sviluppato su due dimensioni, come pannello murario, possono essere resi equivalenti ad elementi lineari. Collegando tra loro i vari elementi si ottiene un telaio equivalente che ben rappresenta il comportamento della struttura.

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

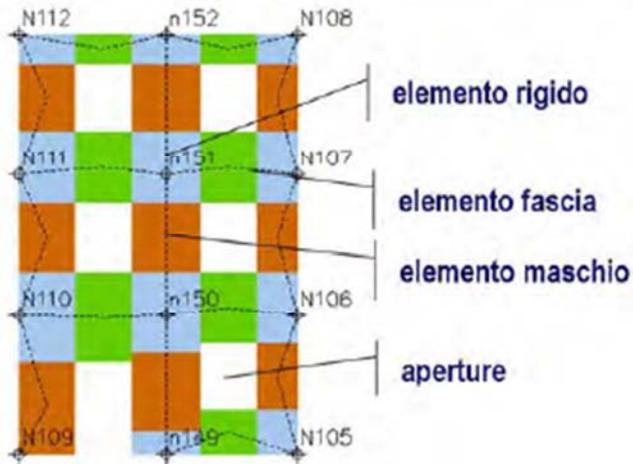


Figura 7.1- Mesh che rappresenta la suddivisione in Macroelementi

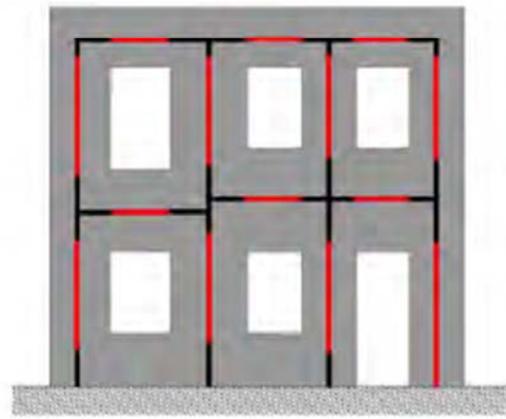


Figura 7.2- Individuazione del telaio equivalente

Nel caso oggetto di studio sono state utilizzate per le murature le stesse caratteristiche utilizzata anche nell'analisi cinematica lineare, sulla base delle indicazioni fornite dalla normativa italiana.

TIPOLOGIA DI MURATURA	F _m [N/cm ²]	T ₀ [N/cm ²]	E[N/mm ²]	G[N/mm ²]	w [N/mm ²]
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1500	500	18

Per i setti del vano ascensore in c.a. è stata ipotizzata l'armatura e la tipologia sia del calcestruzzo sia di ferri utilizzati.

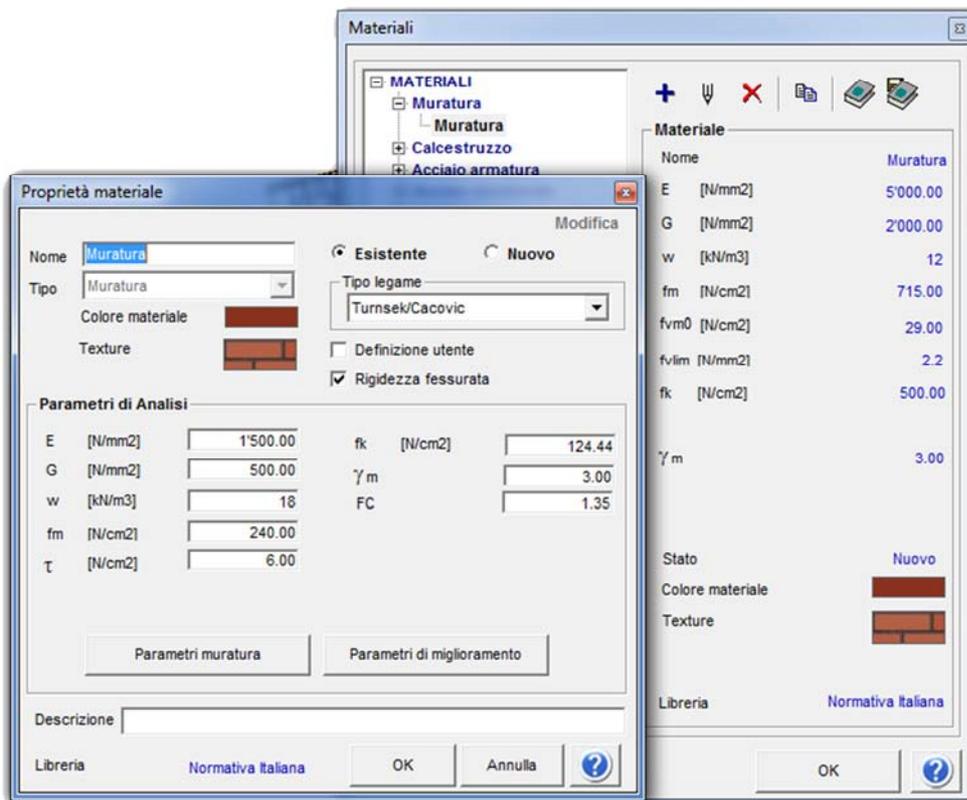


Figura 7.3- Finestra di dialogo del programma 3Muri: definizione caratteristiche meccaniche della muratura

7.2.2 Modellazione dei solai

Insieme alle murature anche i solai compongono il modello tridimensionale dell'edificio. Questi svolgono, come già accennato, una duplice funzione: trasmettere i carichi verticali e orizzontali alle murature. Nell'analisi sismica quest'ultimo aspetto risulta fondamentale, in particolare il parametro della rigidità del solaio nel proprio piano è il più importante. Un solaio infinitamente rigido permette di redistribuire l'azione sismica sulle singole pareti in modo proporzionale alla loro rigidità e in fase post-elastica di redistribuire le azioni tra le pareti anche in caso di cedimenti localizzati, mentre in un solaio deformabile le azioni trasmesse risultano proporzionali alle masse che gravano direttamente su quella parete e quindi la distribuzione è indipendente dalla resistenza della parete stessa.

Nella modellazione strutturale è dunque fondamentale tenere conto dell'effettiva rigidità dei solai; per tale motivo 3Muri schematizza i solai come elementi finiti superficiali con comportamento membranale, in grado di trasmettere sforzi nel piano, e con comportamento anisotropo per tenere conto delle diverse rigidità che si possono avere nelle due direzioni principali.

In particolare nell'edificio analizzato è stata utilizzata soprattutto la tipologia di orizzontamenti in laterocemento per la quale sono state definite le grandezze geometriche e meccaniche, basandosi sui dettagli costruttivi in possesso.

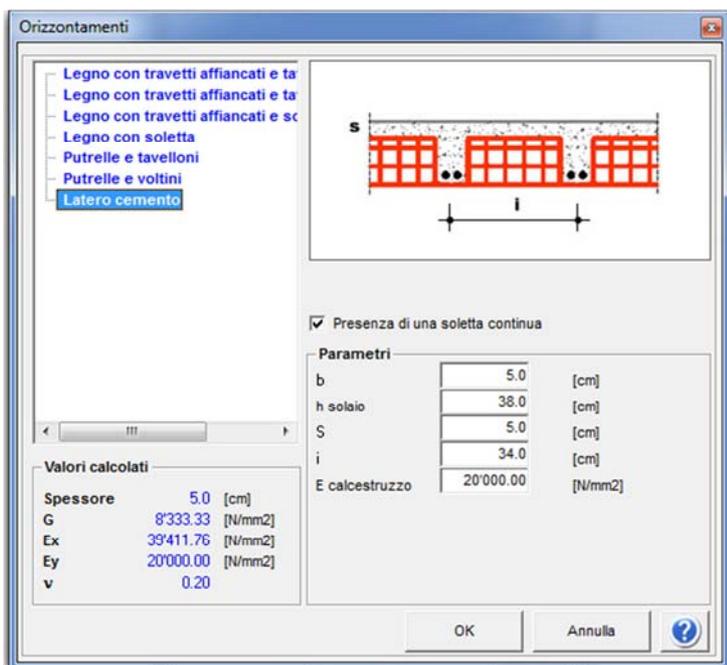


Figura 7.4- Finestra di dialogo del programma 3Muri: definizione caratteristiche meccaniche del solaio

Per quanto riguarda la definizione delle azioni di carico sono stati utilizzati i carichi già analizzati nell'analisi locale.

Sono state considerate anche le volte, nell'atrio di ingresso e nel portico presente nel prospetto Sud, per le quali i valori G_k e Q_k vengono calcolati automaticamente in base alle caratteristiche delle stesse.

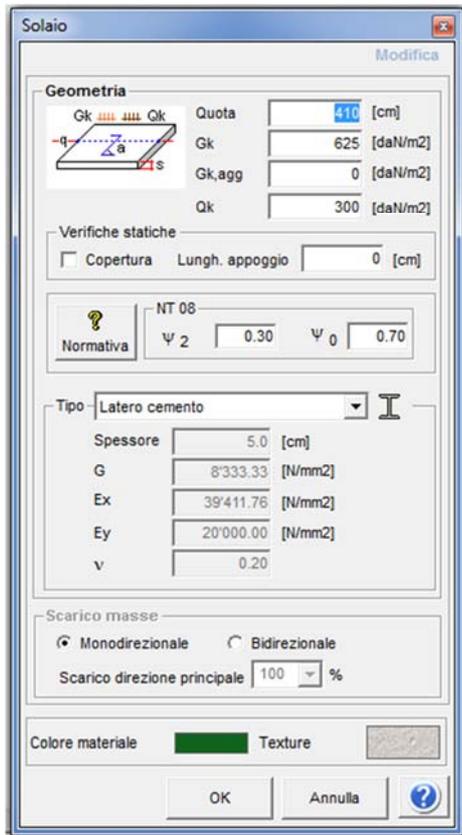


Figura 7.4- Finestra di dialogo del programma 3Muri: definizione carichi agenti su un solaio tipo

Per quanto riguarda la definizione delle azioni di carico, per cui carichi permanenti strutturali G_k , carichi permanenti non strutturali $G_{k,agg}$ e carichi accidentali Q_k , queste sono state definite in base alla normativa vigente, come definito nel capitolo dedicato all'analisi locale.

7.2.3 Modellazione delle coperture

3Muri permette di modellare le coperture su diversi livelli, la prima fase è quella di scegliere l'opportuno livello su cui lavorare. Il programma permette di modellare questi oggetti in un apposito ambiente, dopo aver tracciato i profili del tetto si possono assegnare gli attributi nello stesso modo in cui sono stati assegnati gli attributi per i solai e le pareti, per dare la giusta pendenza alle falde vengono date le quote ai nodi.

La copertura può essere modellata come "non strutturale" e "strutturale":

- Non strutturale: nel caso in cui siano presenti elementi dotati di bassa o sconosciuta rigidità non è consigliato affidare la portanza sismica e la capacità di trasferire le forze a tale sistema, per cui si fa in modo che tali porzioni non entrino in gioco al momento della mesh, esse vengono trasformate in carichi aggiunti alla struttura sottostante.
- Strutturale: nel caso in cui la falda possieda una rigidità significativa è possibile utilizzarla per avere una ripartizione delle forze più coerente con la realtà. È necessario in questo caso che tutti gli elementi strutturali della copertura siano coinvolti nella mesh della struttura. I maschi vengono modificati in altezza e forma per seguire correttamente il perimetro della falda.

Anche in questo caso i carichi agenti sulla copertura sono stati ricavati seguendo le indicazioni della vigente normativa.

7.2.4 Semplificazioni nella modellazione del Palazzo del Capitano

L'edificio oggetto di studio si presenta come un complesso regolare in altezza, non ci sono sfalsamenti di piano, e relativamente anche in pianta. È stato comunque necessario introdurre delle semplificazioni nella modellazione della sua struttura e in particolare:

- Nel caso di muri adiacenti con una differenza angolare ridotta dei loro assi, rispetto all'asse X, vengono considerati allineati e resi un'unica parete con il medesimo asse;
- Anche nel caso in cui vi siano scansi minori di 80 cm non vengono considerati e vengono allineati gli assi dei muri, questo è il caso per esempio della parete a Nord della corte interna che viene modellata come un unico muro lineare;
- Gli archi del portico del prospetto Sud sono stati ricondotti ad aperture rettangolari aventi dimensioni massime;
- Sono state ipotizzate due travi in c.a. rispettivamente sopra all'arco più alto del portico a Sud e sopra la porta dalla quale si può accedere alla corte interna dal lato Est; questa scelta è stata presa per evitare l'instabilità dei due nodi sopra le aperture citate;
- La parte di edificio presente sopra all'Arco Vallarosso non è stata modellata, ne viene però tenuto conto con l'inserimento di opportuni vincoli dei nodi.

Dopo aver definito la struttura si procede con la meshatura del telaio equivalente, in questa fase le pareti del modello vengono divise nei vari macroelementi di piano contraddistinti da diversi colori. Il collegamento tra questi elementi avviene tramite i nodi, distinti in bidimensionali quando giacciono su un maschio o una fascia muraria, in tridimensionali qualora colleghino due maschi murari non complanari. Il programma prevede già i nodi alla base vincolati, impedendo in tal modo lo spostamento e la rotazione.

I parametri dell'azione sismica sono ricavati automaticamente dal software inserendo la località in cui è situato l'edificio o le sue coordinate geografiche.

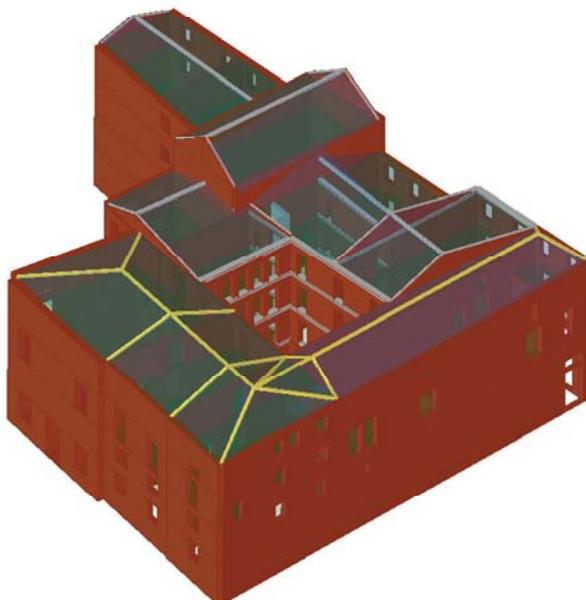


Figura 7.5- Vista assonometrica del telaio equivalente del Palazzo del Capitano

7.3 Analisi statica non lineare (push-over)

L'analisi svolta dal programma 3Muri è di tipo statico non lineare, le forze infatti vengono applicate staticamente alla struttura ed essa viene valutata anche per il suo comportamento in campo non lineare. Questo tipo di analisi rispetto a una di tipo dinamico ha il vantaggio di richiedere un inferiore onere computazionale pur fornendo gli stessi risultati. L'analisi si realizza valutando per successivi step di carico le deformazioni della struttura (attraverso lo studio degli spostamenti di un punto di controllo) indotte dall'applicazione (statica) di una forza crescente ad ogni step. Di seguito viene riportato uno schema per chiarire meglio questo concetto.²

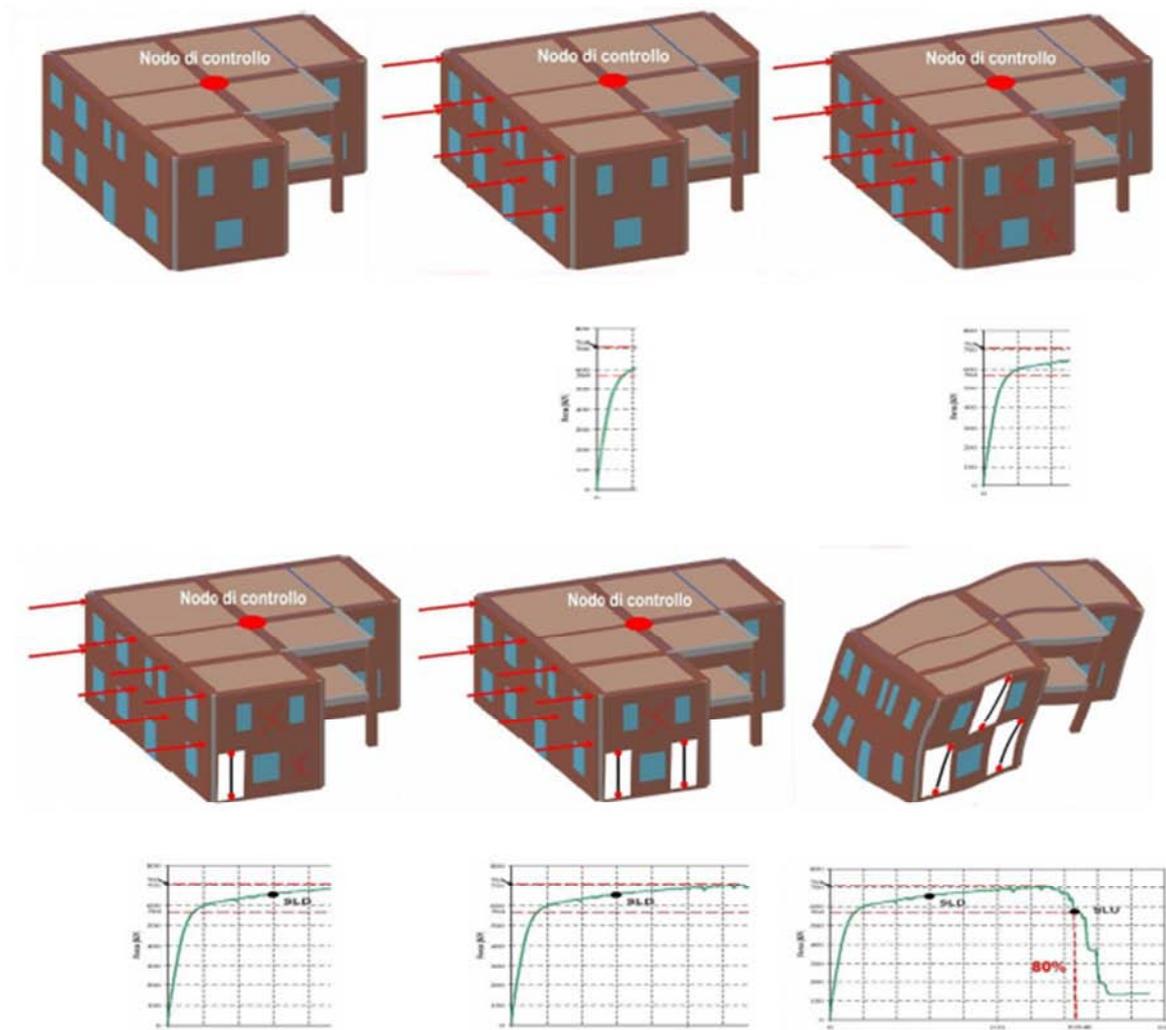


Figura 7.6- Fasi dell'analisi statica non lineare (push-over)

Dopo aver definito direzione e verso dell'azione sismica ($\pm X$, $\pm Y$), la distribuzione delle forze sismiche, se proporzionali alle masse o al primo modo di vibrare, e l'eccentricità accidentale del centro di massa rispetto al centro di rigidezza ($\pm 5\%$ della dimensione massima dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica), dalle loro combinazioni si ottengono 24 analisi.

Per quanto riguarda la scelta obbligatoria del nodo di controllo esso, secondo quanto detto dalle NTC2008, andrebbe posto all'ultimo piano in corrispondenza del baricentro; il programma non permette tale scelta

¹³ Immagini tratte da S.T.A. Data, *Manuale d'uso 3Muri*

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

ma permette di considerare una media pesata degli spostamenti di piano che in linea di principio servirebbe a rendere indipendenti i risultati delle analisi dalla scelta del nodo. Per quanto riguarda il caso studio esaminato tale punto è stato posto al quarto piano in corrispondenza dell'angolo S-E della corte interna e non al quinto piano poiché in esso è presente solo una sopraelevazione di una piccola parte dell'edificio.

Le verifiche che possono essere fatte sono:

- Stato Limite Ultimo-Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

$$D_{\max} \leq D_u$$

Dove: D_{\max} : spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico;

D_u : spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della Curva push-over di un valore pari al 20% di quello massimo, con la condizione che il Valore di $q^* < 3$, dove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la Forza di snervamento del sistema equivalente (limitazione in duttilità del sistema).

- Stato Limite di Esercizio-Stato Limite di Danno (SLD):

$$D_{\max}^{\text{SLD}} \leq D_d$$

Dove: D_{\max}^{SLD} : spostamento massimo calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno e richiesto dalla normativa;

D_d : spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0,003).

- Stato Limite di Operatività (SLO):

$$D_{\max}^{\text{SLO}} \leq D_o$$

Dove: D_{\max}^{SLO} : spostamento massimo calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività e richiesto dalla normativa;

D_o : spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0,002).

È possibile inoltre valutare gli indicatori di rischio sismico: il parametro α_u è l'indicatore del rischio di collasso mentre il parametro α_e rappresenta il rischio di inagibilità dell'opera. I valori superiori all'unità indicano che il livello di rischio sismico è vicino o uguale a quelli richiesti dalle norme, mentre i valori bassi e inferiori all'unità rappresentano un rischio elevato³.

Questi parametri possono essere calcolati nel seguente modo:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}}$$

$$\alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%}}$$

essendo:

- PGA_{DS} : accelerazione stimata di sismo severo;
- PGA_{DL} : accelerazione stimata di danno lieve;
- $PGA_{10\%}$: accelerazione al suolo attesa con probabilità di superamento del 10% della V_R ;
- $PGA_{50\%}$: accelerazione al suolo attesa con probabilità di superamento del 50% nell'arco della V_R .

In generale, in base alle prescrizioni normative, l'analisi statica non lineare consente di valutare la risposta della struttura rispetto a forze orizzontali associate a carichi gravitazionali e rispetto a forze orizzontali che consentono di aumentare, in modo monotono, lo spostamento del punto di controllo fino al collasso.⁴

¹⁴ OPCM n. 3362 dell'8 settembre 2004

¹⁵ NTC2008 - cap. 7.3.4.1

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

Tali forze possono essere applicate ad ogni livello in modo tale da ottenere una distribuzione proporzionale alle masse o proporzionale al prodotto delle masse per la deformata del primo modo di vibrare. Il primo tipo di distribuzione è in grado di rappresentare meglio la struttura in campo elastico, il secondo tipo, invece, è più ideale quando si raggiungono grandi deformazioni.

Come già accennato si ottengono 24 analisi statiche non lineari, in quanto si considerano le due direzioni principali del sisma ($\pm X$, $\pm Y$), l'eccentricità e il tipo di distribuzione delle forze.

Il prodotto di ogni analisi è una curva di capacità che rappresenta lo spostamento del punto di controllo al variare della sollecitazione alla base della struttura e rappresenta quindi il rapporto forza/spostamento. È possibile ricondurre lo spostamento massimo d_{max}^* (NTC2008) di un sistema a NGDL (MDOF) a un sistema a 1GDL (SDOF).

L'andamento della curva è crescente in modo lineare all'aumentare della forza nel primo tratto, in seguito, al crescere del carico, alcuni elementi passano dalla fase elastica a quella plastica, risultando ancora in grado di trasmettere i carichi verticali ma non offrendo più alcuna resistenza alle azioni orizzontali; essi quindi non vengono più valutati nel calcolo e al loro posto viene introdotta una biella. Con l'ulteriore aumento del carico sempre più elementi raggiungono lo stato limite, la struttura si ritiene convenzionalmente crolla (secondo la normativa) una volta che si raggiunge una forza alla base pari all'80% di quella massima raggiunta.

Conseguentemente a quanto detto, il valore d_u non è solo lo spostamento massimo ma anche il valore ultimo per una struttura a NGDL (MDOF). È da notare che la curva di capacità ottenuta è indipendente dall'azione sismica ma è una caratteristica intrinseca della struttura che dipende da soli fattori geometrici e di resistenza dei materiali.

Infine le verifiche richieste consistono nel confrontare la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

L'interfaccia grafica della presentazione dei risultati comprende 4 aree:

- Zona 1 (in alto a destra): si vede il prospetto della parete in oggetto;
- Zona 2 (in alto a sinistra): vengono riportati i risultati numerici;
- Zona 3 (in basso a sinistra): è rappresentata una pianta generale deformata in funzione del passo di carico, in grassetto viene identificata la parete considerata;
- Zona 4 (in basso a destra): è rappresentata la curva sforzo-deformazione relativa all'intera struttura.

Il risultato dell'analisi statica non lineare è la curva taglio alla base-spostamento relativa al nodo di controllo; da tale curva viene definita la bilineare equivalente ed effettuata la verifica sismica globale dell'edificio.



d[cm]

Figura 7.7- Curva di push-over, esempio di verifica soddisfatta

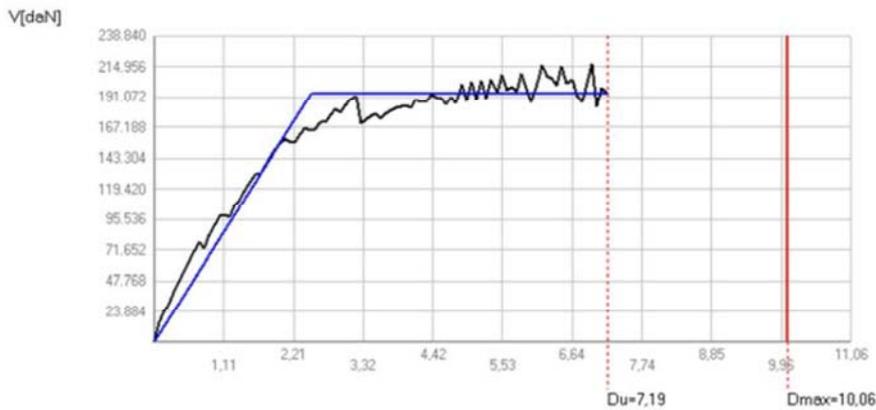


Figura 7.8- Curva di push-over, esempio di verifica non soddisfatta

Lo spostamento limite della struttura coincide con il limite della curva che viene indicato con una linea tratteggiata, mentre lo spostamento minimo richiesto dalla normativa viene indicato con la linea rossa; la struttura per essere verificata deve avere uno spostamento limite maggiore di quello richiesto dalla normativa.

7.4 Effetti dell'aggregazione sul comportamento strutturale

Nell'analisi del comportamento sismico di un edificio bisogna tener conto dell'aggregazione con altre unità strutturali adiacenti, questo è il caso del Palazzo del Capitano. La costruzione oggetto di studio, come più volte sottolineato, fa parte del centro storico della città di Padova, essa è affiancata per cui da altri edifici, in particolare sul lato Ovest dal Palazzo del Liviano e sul lato Est dall'ufficio dell'anagrafe.

Il modello di calcolo adottato deve tenere in considerazione questi aspetti, che risultano rilevanti ai fini del reale comportamento che la costruzione assume di fronte a un evento sismico. Due edifici che, in caso di sisma, interagiscono tra loro, per via della reciproca vicinanza e connessione, presentano risposte diverse da quelle che avrebbero se fossero completamente indipendenti.

L'inserimento di tali vincoli risulta molto facile all'interno del programma, dopo aver meshato l'edificio è infatti possibile assegnare ai nodi dei valori di rigidità elastica in una specifica direzione. Il valore di tale rigidità viene calcolato schematizzando la parete, dell'edificio limitrofo, come una mensola incastrata alla base sulla quale agisce in sommità una forza orizzontale e considerando quali parametri meccanici quelli del materiale componente i setti (in questo caso muratura in mattoni pieni e malta di calce) in base alle indicazioni date dalla normativa.

In particolare tale valore viene determinato dalla formula:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{3EJ} + 1,2 \frac{h}{GA}}$$

Dove:

- J è il modulo d'inerzia della sezione del setto, tale valore varia in base alla dimensione del setto;
- E è il modulo di elasticità normale dei setti, esso varia a seconda del materiale, per la muratura in mattoni pieni e malta di calce è pari a 1500MPa⁴;
- G è il modulo di elasticità tangenziale dei setti, anch'esso varia in base al materiale e nel caso considerato è pari a 500MPa⁵;
- A è l'area della sezione del setto espressa in metri;

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

- h è l'altezza del setto espressa in metri.

Per determinare il valore, il numero e la posizione dei vincoli sono state considerate le connessioni e le relazioni dei vari corpi considerati, adiacenti all'edificio studiato, già citati precedentemente.

Il valore del vincolo diminuisce all'aumentare dell'altezza essendo inversamente proporzionale ad essa.

Nella tabella seguente vengono riportati i valori considerati per il palazzo del Capitano.

Parete	Livello	Nodo	L (m)	S (m)	h (m)	J (m ⁴)	A (m)	K (N/m)	Direzione del vincolo
1	1	N30-N35	19,00	0,65	4,1	371,53	12,35	1193,34	U _x
	2	N29-N34			7,5			584,86	U _x
	3	N28-N33			10,9			375,69	U _x
	4	N27-N32			14,3			220,85	U _x
16	1	N134-N91	9,0	0,5	4,1	30,38	4,5	371,63	U _x
	2	N135-N92-N8			7,5			141,12	U _x
	3	N136-N9			10,9			65,41	U _x
	4	N10			14,3			34,46	U _x

Nella modellazione con il programma 3Muri il valore di K è stato ridotto di un ordine di grandezza rispetto a quello riportato in tabella. Questa scelta è stata fatta poiché è stato dimostrato che il modello che schematizza meglio il comportamento in aggregato è quello che presenta vincoli con rigidezza pari a quella che rappresenta il muro come mensola incastrata alla base, ridotta di un ordine di grandezza.

L'obiettivo principale è quello di ottenere la migliore schematizzazione strutturale possibile dell'edificio analizzato. Nello specifico sono stati analizzati due modelli:

- modello 1: l'edificio viene considerato completamente indipendente dagli altri vicini e viene modellato senza l'aggiunta di particolari vincoli, le caratteristiche dei materiali sono assunte considerando un livello di conoscenza LC1;
- modello 2: l'edificio viene modellato considerando l'interazione con i due edifici adiacenti, simulando, in questo modo, il tipico comportamento in aggregato e quindi introducendo dei vincoli, cedevoli elasticamente, che rappresentano la connessione tra le costruzioni collegate tra loro. Come precedentemente descritto la rigidezza assegnata a ciascuno di essi è stata opportunamente calcolata e ridotta di un ordine di grandezza, le caratteristiche dei materiali sono assunte considerando un livello di conoscenza LC1.

7.4.1 Modello libero

Il primo modello analizzato è quello dell'edificio isolato in cui gli unici vincoli applicati alla struttura sono quelli applicati alla base della costruzione, tali vincoli simulano la presenza di un sistema di fondazioni. Il modello realizzato considera una muratura in mattoni pieni e malta di calce e solai in laterocemento, per i setti dell'ascensore si è adoperato un calcestruzzo equivalente ad un odierno C25/30 e nei cordoli ad un C16/20, con i valori opportunamente ridotti tramite il fattore di confidenza.

L'analisi è stata svolta ponendo come nodo di controllo il nodo 127 al quarto livello.

Viene riportata di seguito la tabella con i risultati delle 24 analisi push-over condotte sul modello, sono indicati gli spostamenti massimi e ultimi per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo stato Limite di Operatività (SLO), l'indicatore del rischio di collasso α_u e del rischio di inagibilità dell'opera α_e .

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	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	2.14	2.50	1.71	Si	0.80	1.58	Si	0.67	1.58	Si	1.15	1.88
2	+X	1° modo	0.0	2.70	2.44	2.02	No	1.07	2.44	Si	0.81	2.44	Si	0.91	2.26
3	-X	Masse	0.0	1.91	2.39	1.76	Si	0.68	1.88	Si	0.57	1.88	Si	1.21	2.44
4	-X	1° modo	0.0	2.47	2.35	1.99	No	0.95	2.17	Si	0.76	2.17	Si	0.96	2.21
5	+Y	Masse	0.0	1.36	1.77	1.38	Si	0.49	1.46	Si	0.41	1.46	Si	1.20	2.56
6	+Y	1° modo	0.0	1.78	1.83	1.47	Si	0.66	1.43	Si	0.55	1.43	Si	1.02	2.03
7	-Y	Masse	0.0	1.39	1.76	1.42	Si	0.49	1.46	Si	0.41	1.46	Si	1.19	2.53
8	-Y	1° modo	0.0	1.82	1.85	1.43	Si	0.69	1.74	Si	0.57	1.74	Si	1.01	2.34
9	+X	Masse	210.2	2.12	2.56	1.69	Si	0.79	2.13	Si	0.66	2.13	Si	1.17	2.48
10	+X	Masse	-210.2	2.18	2.26	1.74	Si	0.82	1.53	Si	0.68	1.53	Si	1.03	1.79
11	+X	1° modo	210.2	2.75	2.45	2.02	No	1.10	2.09	Si	0.82	2.09	Si	0.90	1.91
12	+X	1° modo	-210.2	2.73	2.32	2.03	No	1.08	2.10	Si	0.81	2.10	Si	0.86	1.93
13	-X	Masse	210.2	1.89	2.61	1.71	Si	0.68	2.13	Si	0.56	2.13	Si	1.31	2.76
14	-X	Masse	-210.2	1.95	2.14	1.81	Si	0.70	1.53	Si	0.58	1.53	Si	1.08	2.00
15	-X	1° modo	210.2	2.48	2.58	2.01	Si	0.95	2.02	Si	0.76	2.02	Si	1.04	2.05
16	-X	1° modo	-210.2	2.48	2.22	2.01	No	0.95	2.22	Si	0.76	2.22	Si	0.91	2.25
17	+Y	Masse	281.5	1.36	1.66	1.45	Si	0.47	1.35	Si	0.39	1.35	Si	1.15	2.42
18	+Y	Masse	-281.5	1.40	1.79	1.41	Si	0.50	1.39	Si	0.41	1.39	Si	1.20	2.41
19	+Y	1° modo	281.5	1.75	2.10	1.47	Si	0.65	2.10	Si	0.54	2.10	Si	1.16	2.86
20	+Y	1° modo	-281.5	1.82	1.67	1.58	No	0.66	1.47	Si	0.55	1.47	Si	0.94	2.05
21	-Y	Masse	281.5	1.38	1.65	1.44	Si	0.48	1.25	Si	0.40	1.25	Si	1.14	2.26
22	-Y	Masse	-281.5	1.40	1.69	1.41	Si	0.50	1.39	Si	0.42	1.39	Si	1.14	2.41
23	-Y	1° modo	281.5	1.78	2.00	1.42	Si	0.67	1.90	Si	0.56	1.90	Si	1.10	2.57
24	-Y	1° modo	-281.5	1.86	1.80	1.55	No	0.69	1.59	Si	0.57	1.59	Si	0.97	2.14

Si nota che per quanto riguarda lo SLV solo alcune analisi risultano non verificate (evidenziate in rosso) mentre tutte quelle sia dello SLD sia di quello SLO sono verificate (evidenziate in verde).

Sono state anche evidenziate le due analisi più gravose nelle due direzioni considerate, nello specifico l'analisi numero 12 in direzione X e l'analisi numero 20 in direzione Y. Tra questa quella che presenta il coefficiente di attivazione più basso (α_u) è quella in direzione +X, il carico sismico è proporzionale al primo modo di vibrare e l'eccentricità è di -210,2 cm. Essa ha un valore di α_u pari a 0,86 e ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale dell'86% del sisma di progetto relativo allo Stato Limite Ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, in altre parole l'azione sismica sopportabile dalla

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

struttura prima del collasso SLV è pari a circa l'86% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

Nel presente caso la verifica risulta non soddisfatta per lo SLV mentre lo è per lo SLO e per lo SLD.

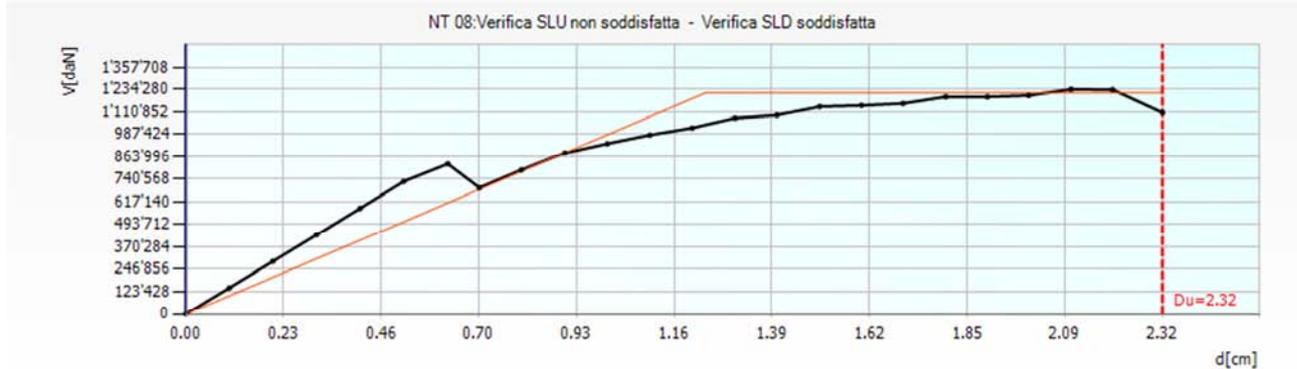


Figura 7.9- Curva di capacità riferita all'analisi più gravosa in direzione +X

Viene di seguito riportata anche una tabella con i valori dei parametri ottenuti dall'analisi 12, ovvero la più

						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	525	712	0.737	1.40	1.20	2.66	0.34	0.856	1.21	0.861
SLD	407	75	5.427	0.63	1.10	2.65	0.34	1.760	1.21	1.935
SLO	407	45	9.044	0.52	1.10	2.65	0.34	2.121	1.35	2.592

gravosa.

Figura 7.10- Tabella ottenuta con il programma 3Muri relativa ai parametri dell'analisi più gravosa.

I parametri relativi a tale analisi sono:

- periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,444s$;
- massa del sistema equivalente: $M^* = 4918455,91 \text{ kg}$;
- massa totale: $w = 9340826,51 \text{ kg}$;
- duttilità disponibile: è data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico e risulta pari a 1,89;
- fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 1,37$
- forza di plasticizzazione del sistema equivalente: $F_y^* = 889186 \text{ daN}$
- spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente: $d_y^* = 0,90 \text{ cm}$
- spostamento ultimo del sistema equivalente: $d_u^* = 1,70 \text{ cm}$

le configurazioni di rottura dei setti perimetrali vengono riportate di seguito con la relativa legenda per comprendere meglio il comportamento della muratura, indicando il tipo di rottura o il mantenimento della sua integrità.

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri



Figura 7.11- Interfaccia di 3Muri, legenda colori

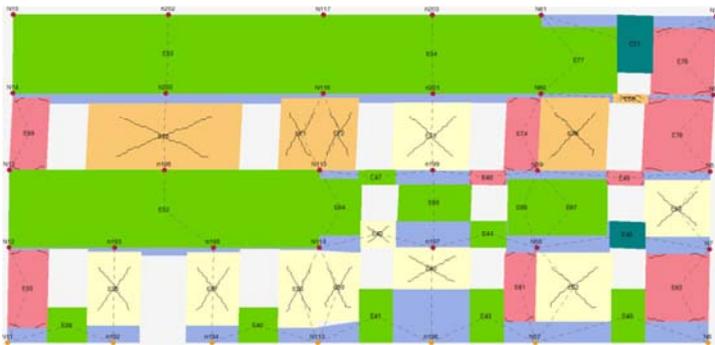


Figura 7.12- Prospetto Nord, parete 2

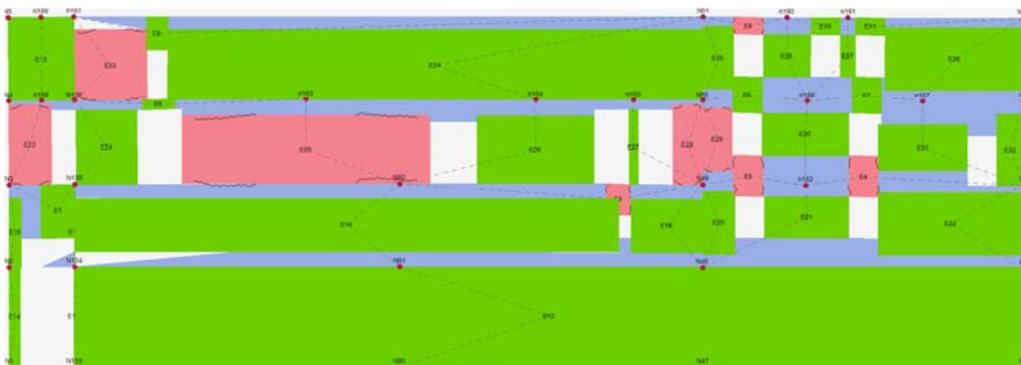


Figura 7.13- Prospetto Ovest, parete 1

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

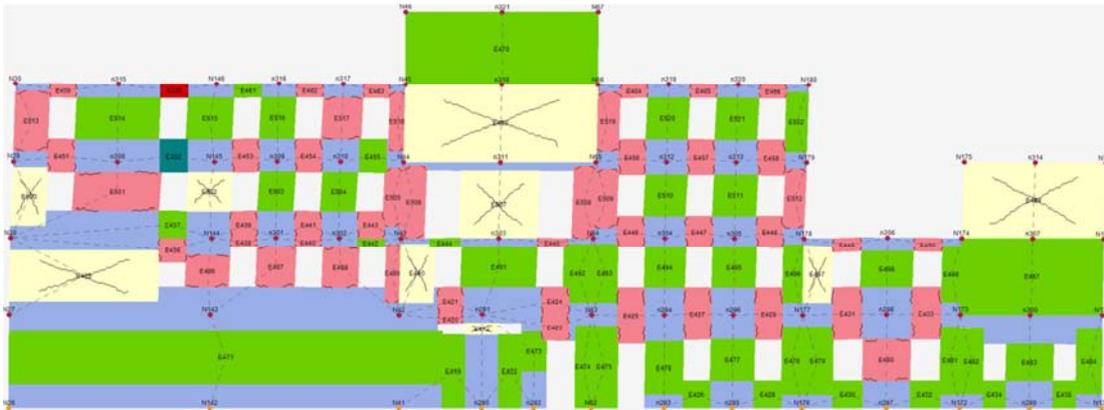


Figura 7.14-
Prospetto Sud,
parete 15

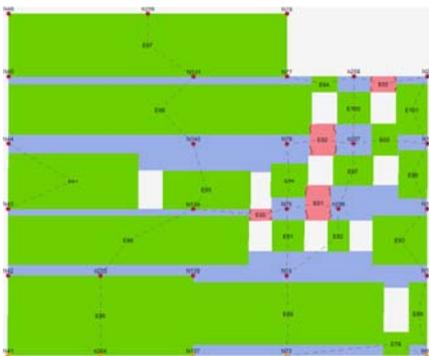


Figura 7.15- Prospetto Est, parete 3

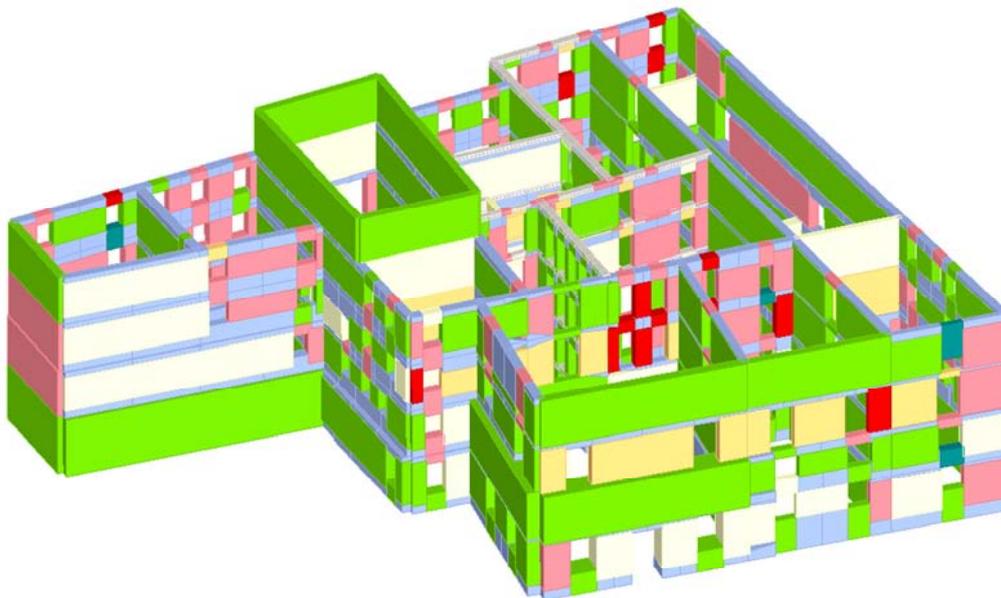
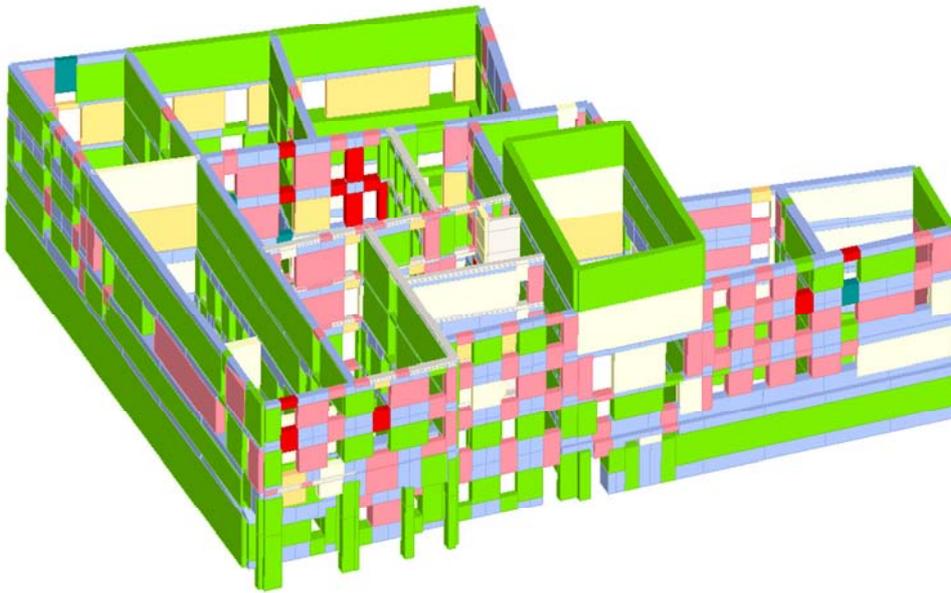


Figura 7.16- Vista
assonometrica
dell'edificio,
direzione N-E



*Figura 7.17- Vista
assonometrica dell'edificio,
direzione S-O*

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

7.4.2 Modello vincolato

L'analisi prosegue modellando l'edificio inserendo, oltre ai vincoli a terra, anche quelli relativi alle costruzioni vicine, rappresentando in tal modo il comportamento in aggregato.

Nel caso oggetto di studio sono stati inseriti i vincoli tutti in direzione X, nella parete 1 e nella parete 16, i vincoli non sono presenti costantemente in tutti i livelli dell'edificio, infatti la parte a Ovest della costruzione presenta livelli a doppia altezza.

L'analisi è stata svolta ponendo come nodo di controllo il nodo 127 al quarto livello.

Viene riportata di seguito la tabella con i risultati delle 24 analisi push-over condotte sul modello, sono indicati gli spostamenti massimi e ultimi per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo stato Limite di Operatività (SLO), l'indicatore del rischio di collasso α_u e del rischio di inagibilità dell'opera α_e .

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	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	2.18	2.50	1.74	Si	0.82	1.68	Si	0.68	1.68	Si	1.13	1.95
2	+X	1° modo	0.0	2.76	2.43	2.04	No	1.10	2.04	Si	0.82	2.04	Si	0.89	1.85
3	-X	Masse	0.0	1.95	2.39	1.78	Si	0.70	1.39	Si	0.58	1.39	Si	1.19	1.85
4	-X	1° modo	0.0	2.52	2.34	2.03	No	0.97	2.17	Si	0.77	2.17	Si	0.94	2.16
5	+Y	Masse	0.0	1.36	1.77	1.38	Si	0.49	1.46	Si	0.41	1.46	Si	1.21	2.56
6	+Y	1° modo	0.0	1.78	1.83	1.47	Si	0.66	1.43	Si	0.55	1.43	Si	1.02	2.03
7	-Y	Masse	0.0	1.39	1.76	1.42	Si	0.49	1.46	Si	0.41	1.46	Si	1.19	2.53
8	-Y	1° modo	0.0	1.82	1.74	1.43	No	0.69	1.74	Si	0.57	1.74	Si	0.97	2.34
9	+X	Masse	210.2	2.17	2.74	1.70	Si	0.82	2.12	Si	0.68	2.12	Si	1.22	2.42
10	+X	Masse	-210.2	2.21	2.35	1.79	Si	0.83	1.73	Si	0.69	1.73	Si	1.05	1.97
11	+X	1° modo	210.2	2.79	2.44	2.12	No	1.11	2.28	Si	0.82	2.28	Si	0.88	2.05
12	+X	1° modo	-210.2	2.74	2.29	2.05	No	1.09	2.29	Si	0.81	2.29	Si	0.85	2.09
13	-X	Masse	210.2	1.93	2.83	1.74	Si	0.69	2.23	Si	0.58	2.23	Si	1.39	2.82
14	-X	Masse	-210.2	1.98	2.14	1.83	Si	0.71	1.53	Si	0.59	1.53	Si	1.07	1.98
15	-X	1° modo	210.2	2.51	2.48	2.08	No	0.96	2.12	Si	0.77	2.12	Si	0.99	2.12
16	-X	1° modo	-210.2	2.50	2.12	2.06	No	0.96	2.12	Si	0.76	2.12	Si	0.86	2.14
17	+Y	Masse	281.5	1.36	1.66	1.45	Si	0.47	1.35	Si	0.39	1.35	Si	1.15	2.42
18	+Y	Masse	-281.5	1.40	1.79	1.41	Si	0.50	1.39	Si	0.41	1.39	Si	1.20	2.41
19	+Y	1° modo	281.5	1.75	2.10	1.47	Si	0.65	2.10	Si	0.54	2.10	Si	1.16	2.86
20	+Y	1° modo	-281.5	1.82	1.67	1.58	No	0.66	1.47	Si	0.55	1.47	Si	0.94	2.05
21	-Y	Masse	281.5	1.38	1.65	1.44	Si	0.48	1.25	Si	0.40	1.25	Si	1.14	2.26
22	-Y	Masse	-281.5	1.40	1.69	1.41	Si	0.50	1.39	Si	0.42	1.39	Si	1.14	2.41
23	-Y	1° modo	281.5	1.78	2.00	1.42	Si	0.67	1.90	Si	0.56	1.90	Si	1.10	2.57

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

24	-Y	1° modo	-281.5	1.86	1.80	1.55	No	0.69	1.59	Si	0.57	1.59	Si	0.97	2.14
----	----	---------	--------	------	------	------	----	------	------	----	------	------	----	------	------

Si nota che per quanto riguarda lo SLV solo alcune analisi risultano non verificate (evidenziate in rosso) mentre tutte quelle sia dello SLD sia di quello SLO sono verificate (evidenziate in verde).

Sono state anche evidenziate le due analisi più gravose nelle due direzioni considerate, nello specifico l'analisi numero 12 in direzione X e l'analisi numero 20 in direzione Y. Tra questa quella che presenta il coefficiente di attivazione più basso (α_u) è quella in direzione +X, il carico sismico è proporzionale al primo modo di vibrare e l'eccentricità è di -210,2 cm. Essa ha un valore di α_u pari a 0,85 e ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale dell'85% del sisma di progetto relativo allo Stato Limite Ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, in altre parole l'azione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso SLV è pari a circa l'85% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

Nel presente caso la verifica risulta non soddisfatta per lo SLV mentre lo è per lo SLO e per SLD.

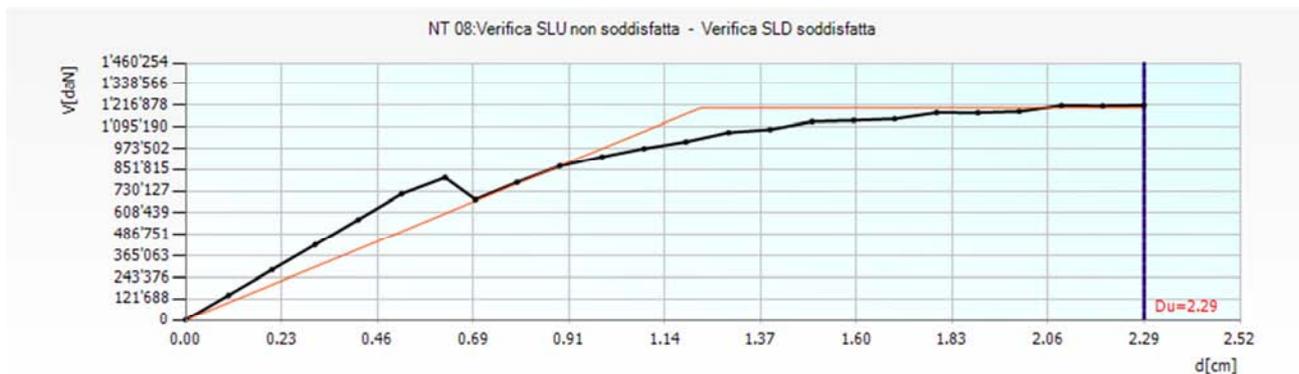


Figura 7.18- Curva di capacità riferita all'analisi più gravosa in direzione +X

Vengono riportati di seguito i valori dei parametri ottenuti dall'analisi più gravosa, ovvero l'analisi numero 12.

						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	497	712	0.698	1.40	1.18	2.66	0.34	0.840	1.19	0.845
SLD	497	75	6.627	0.63	1.18	2.66	0.34	1.884	1.31	2.092
SLO	497	45	11.044	0.52	1.18	2.66	0.34	2.271	1.46	2.810

Viene di seguito riportata anche una tabella con i valori dei parametri ottenuti dall'analisi 12, ovvero la più gravosa.

I parametri relativi a tale analisi sono:

- periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,445s$;
- massa del sistema equivalente: $M^* = 4918455,89 \text{ kg}$;
- massa totale: $w = 9340826,51 \text{ kg}$;
- duttilità disponibile: è data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico e risulta pari a 1,85;

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

- fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 1,37$
- forza di plasticizzazione del sistema equivalente: $F_v^* = 879636$ daN
- spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente: $d_v^* = 0,90$ cm
- spostamento ultimo del sistema equivalente: $d_u^* = 1,67$ cm

le configurazioni di rottura dei setti perimetrali vengono riportate di seguito con la relativa legenda per comprendere meglio il comportamento della muratura, indicando il tipo di rottura o il mantenimento della sua integrità.



Figura 7.19- Interfaccia di 3Muri, legenda colori

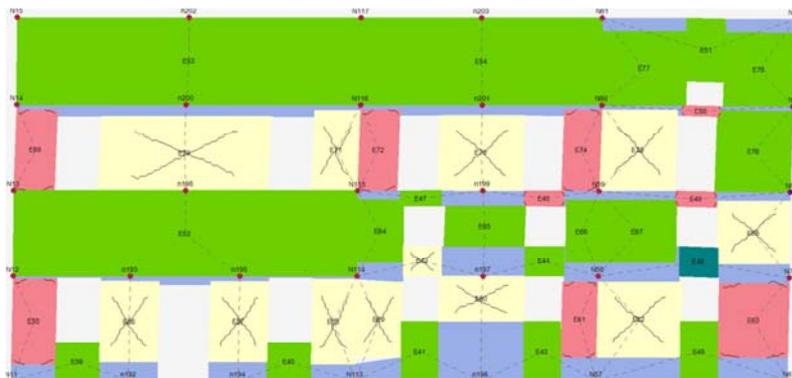


Figura 7.20- Prospetto Nord, parete 2

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

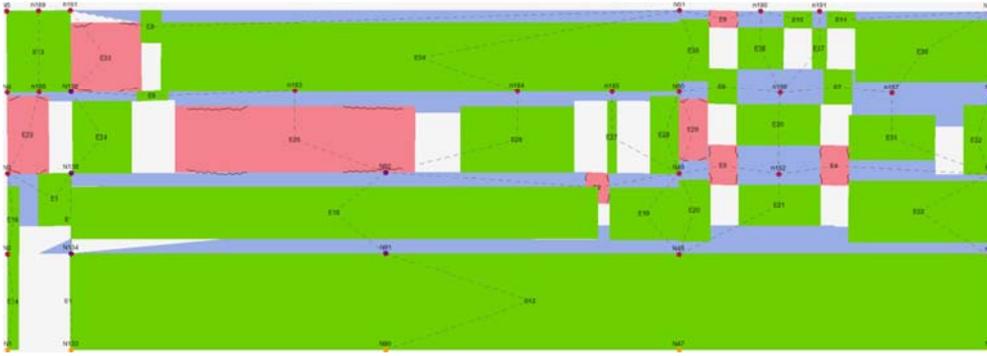


Figura 7.21- Prospetto Ovest, parete 1

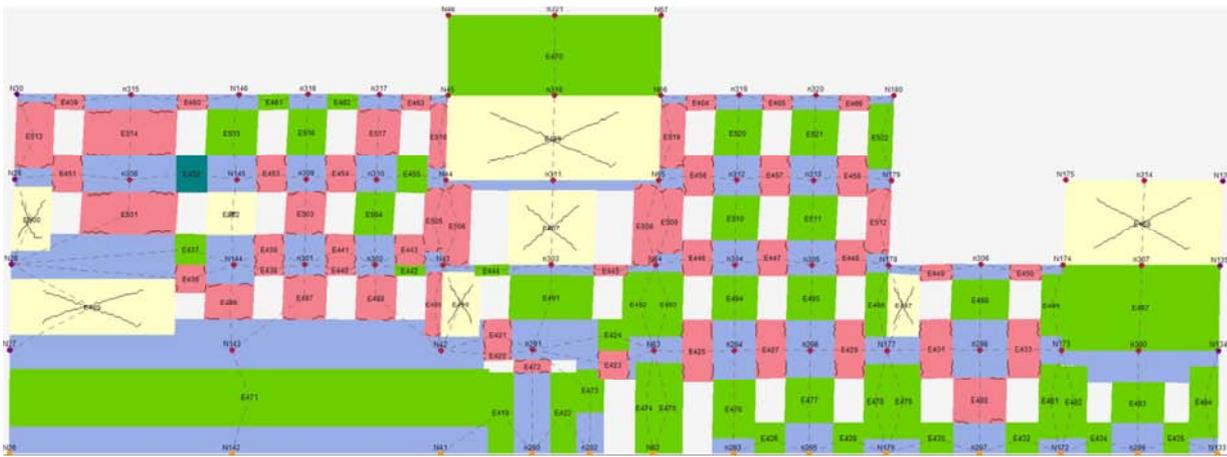


Figura 7.22- Prospetto Sud, parete 15



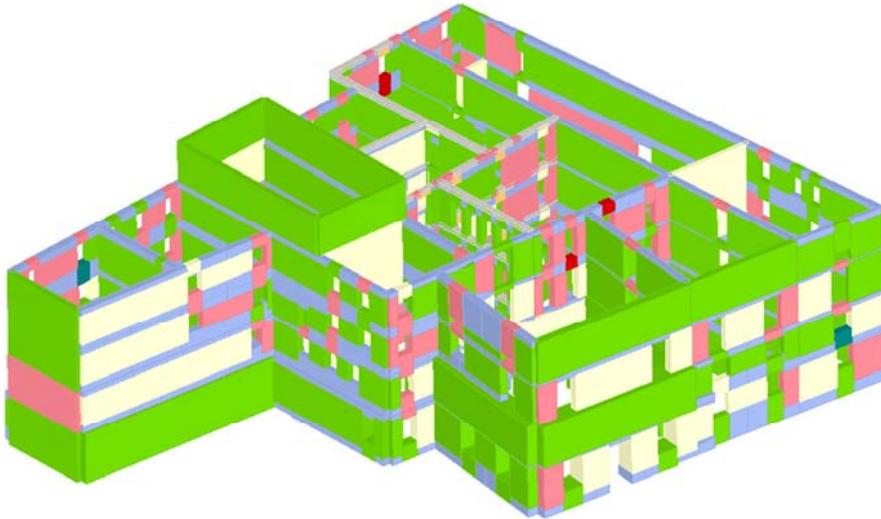


Figura 7.23- Vista assonometrica dell'edificio, direzione N-E

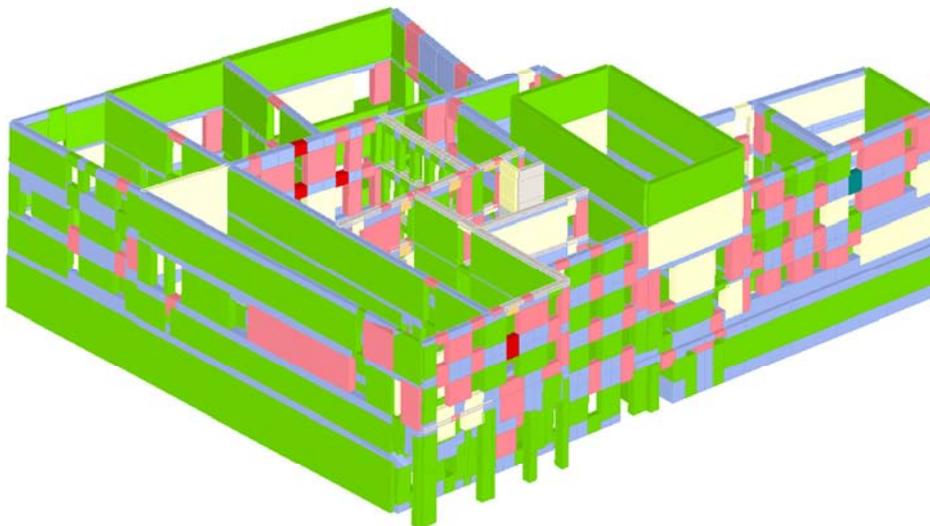


Figura 7.24- Vista assonometrica dell'edificio, direzione S-O

7.5 Analisi statica

3Muri permette di fare anche con l'analisi statica dell'edificio oggetto di studio e, per eseguirla, si basa sulla mesh creata per l'analisi statica non lineare. Questo tipo di analisi si basa sul modello del telaio equivalente per eseguire le verifiche statiche in campo lineare. Nel caso del Palazzo del Capitano si è proceduto con tale analisi solo per il modello vincolato.

In particolare vengono eseguite le seguenti verifiche:

- Controllo di snellezza:

$$\frac{h_0}{t} \leq 20$$

Ovvero il rapporto tra la lunghezza libera di inflessione del muro ($h_0 = \rho \cdot h$) e lo spessore di quest'ultimo deve essere minore o uguale a 20.

- Controllo di eccentricità dei carichi:

$$\frac{e_1}{t} \leq 0.33 \qquad \frac{e_2}{t} \leq 0.33$$

Dove:

$$e_1 = |e_s| + |e_a| \qquad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

Essendo: e_s l'eccentricità totale dei carichi verticali, e_a l'eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione ed e_v l'eccentricità dovute al vento.

- Verifica ai carichi verticali:

$$N_d = \Phi * f_d * A$$

Ossia il carico verticale agente di calcolo alla base del muro (N_d) deve essere minore o uguale al prodotto tra il coefficiente di riduzione della resistenza del muro (Φ), la resistenza di calcolo della muratura (f_d) e l'area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture (A).

Tutte le verifiche vengono svolte mediante le combinazioni dei carichi statici in base a quanto prescritto dalla normativa. Il programma riporta i risultati in una tabella simile a quella ottenuta per l'analisi statica non lineare. Nello studio della statica del Palazzo del Capitano è stata inserita la pressione del vento proporzionale all'altezza e calcolata seguendo le indicazioni presenti nelle NTC2008.⁵

Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
18	0	0.70	6.31	0.196	0.068
16	1	1.04	6.80	0.184	0.080
8	1	1.01	8.50	0.173	0.073
5	10	1.72	7.56	0.222	0.131
1	11	2.64	9.71	0.453	0.193
10	11	1.74	7.56	0.286	0.107

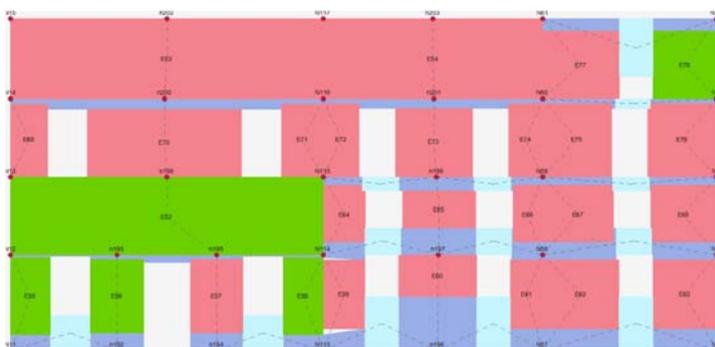
¹⁶ Come calcolato nel capitolo 5 al paragrafo 5.3.4 Azione del vento

Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

14	13	2.29	9.11	0.279	0.118
3	14	3.48	7.11	0.536	0.203
9	16	3.66	13.67	0.429	0.151
6	18	2.91	7.56	0.219	0.105
12	2	1.14	5.67	0.385	0.160
2	22	3.69	11.33	0.528	0.203
4	27	3.79	11.33	0.434	0.191
17	3	1.18	6.80	0.409	0.174
15	38	3.77	11.33	0.692	0.275
7	5	2.47	7.11	0.536	0.186
11	6	3.19	11.33	0.062	0.057
13	8	3.04	6.80	0.474	0.166

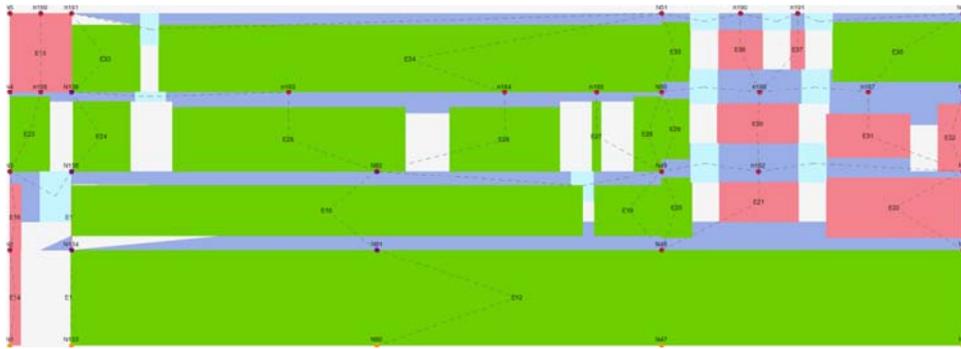
In rosso sono state riportate le verifiche non soddisfatte in verde quelle invece soddisfatte. Nel caso studiato tutte le verifiche relative ai carichi verticali e alcune di eccentricità non sono verificate, mentre tutte quelle relative alla snellezza, tutte quelle relative all'eccentricità dovuta al vento e le restanti dell'eccentricità sono verificate.

Per questo tipo di analisi il programma non fornisce una legenda dei colori utilizzati ma semplicemente vengono riportati in verde quelli verificati e in altri colori quelli non verificati. Di seguito vengono riportate le pareti perimetrali e le due viste assometriche della costruzione in esame.

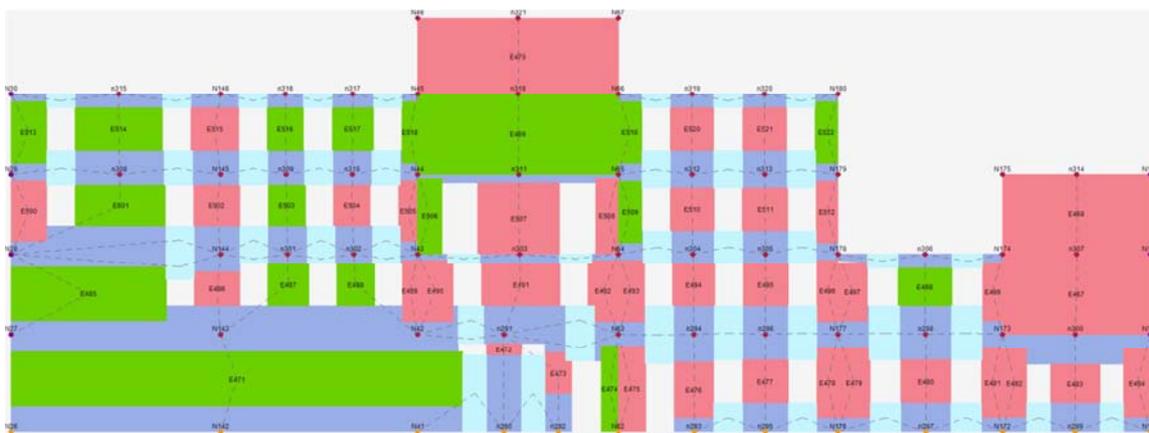


7.25- Prospetto Nord, parete 2

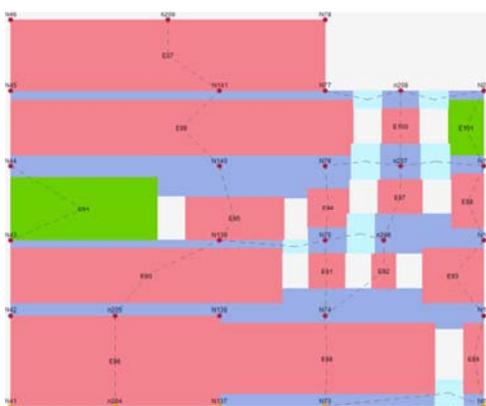
Capitolo 7- Verifica dei meccanismi di insieme mediante il programma 3Muri

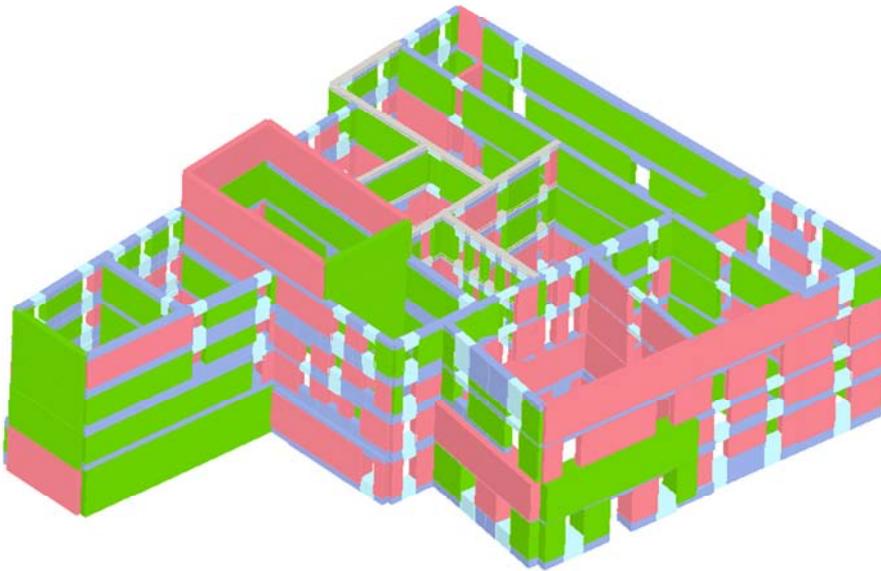


7.26- Prospetto Ovest, parete 1

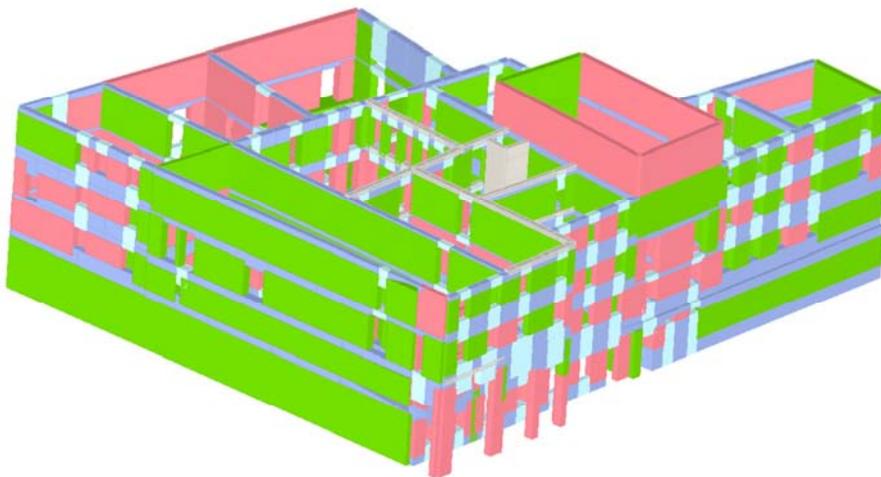


7.27- Prospetto Sud, parete 15





7.29- Vista assonometrica dell'edificio, direzione N-E



7.30- Vista assonometrica dell'edificio, direzione

7.6 Conclusioni

L'analisi statica non lineare condotta ha fornito una serie di risultati significativi che vengono di seguito esplicitati e spiegati.

Il primo passo è il confronto tra i valori di vita nominale V_N attribuibili ai vari modelli e ottenuti mediante l'analisi. Il valore di V_N si ricava dalla formula seguente:

$$V_N = - \frac{T_{SLV}}{C_U} * \ln(1 - P_{VR})$$

Dove:

- T_{SLV} : periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita valutato prima e dopo l'intervento;
- P_{VR} : probabilità di superamento dell'intensità dell'azione sismica nell'arco della vita di riferimento relativa allo stato limite considerato. Nel caso dello SLV è 10%;
- C_U : coefficiente d'uso relativo alla classe d'uso. Per la classe d'uso III, C_U è pari a 1,5.

Nella seguente tabella vengono riportati i valori di T_{SLV} e V_N che si riferiscono alla direzione in cui l'analisi risulta più gravosa, ovvero la numero 12 in direzione X, inoltre vengono riportati anche i coefficienti di collasso più gravosi nelle due direzioni.

	Modello libero	Modello vincolato
T_{SLV}	525	497
V_N	36,87	34,9
$\alpha_{U,X}$	0,861	0,845
$\alpha_{U,Y}$	0,937	0,937

Da tali risultati si può notare che i valori ottenuti non si discostano molto tra il modello libero e il modello vincolato, anzi, partendo dallo stesso livello di conoscenza LC1, il modello completamente indipendente risulta meno vulnerabile rispetto a quello vincolato.

Nella definizione della vulnerabilità sismica dell'edificio il programma propone due procedure per il calcolo di α_{PGA} che si basano su due ipotesi teoriche di partenza differenti. Il primo metodo calcola PGA_C facendo variare il valore a_g fino al raggiungimento della condizione dello stato limite corrispondente, mantenendo F_o e T^*_R costanti definiti sulla base del valore T_R definito dallo spettro sismico. Il secondo metodo calcola PGA_C facendo variare il valore di T_R fino al raggiungimento di una terna di valori (a_g, F_o, T^*_c) corrispondente allo stato limite in esame. Il valore di a_g così calcolato corrisponde alla PGA_C ricercata.

Modello	T_{SLV}	$\alpha_{PGA} (TR=costante)$	$\alpha_{PGA} (TR_C)$
vincolato	497	0,845	0,840
non vincolato	525	0,861	0,856

Questi risultati si accordano con quelli già trovati con il programma Vulnus, infatti l'edificio oggetto di studio si può considerare generalmente con una bassa vulnerabilità sismica poiché riuscirebbe a dissipare più dell'80% di tale azione in entrambi i modelli analizzati.

CAPITOLO 8- ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO PER EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

8.1	Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura.....	pag.128
8.1.1	Meccanismo 1: ribaltamento globale di facciata.....	pag.128
8.1.2	Meccanismo 2: ribaltamento semplice di parete monolitica.....	pag.130
8.1.3	Meccanismo 3: flessione verticale.....	pag.131
8.1.4	Meccanismo 4: ribaltamento con formazione di cuneo.....	pag.132
8.1.5	Meccanismo 5: catena cinematica nel piano rottura a taglio dei pannelli.....	pag.132
8.2	Approccio cinematico.....	pag.133
8.2.1	Analisi cinematica lineare.....	pag.134
8.2.2	Analisi cinematica non lineare.....	pag.135
8.2.3	Verifiche di sicurezza.....	pag.136
8.2.3.1	Stato limite di danno.....	pag.137
8.2.3.2	Stato limite di Salvaguardia della Vita.....	pag.138
8.3	Individuazione dei macroelementi.....	pag.139
8.3.1	Macroelemento 3-Meccanismo 2.....	pag.140
8.3.2	Verifiche macroelementi considerati..	pag.144
8.3.3	Tabella riassuntiva dei meccanismi di collasso studiati.....	pag.198
8.3.4	Determinazione dello spostamento	

8.3.5 ultimo dovuto allo sfilamento del solaio all'ultimo piano.....	pag.201
8.4 Analisi specifiche per i diversi macroelementi preesistenti i meno rispetto all'intervento del 1962-63.....	pag.202
8.4.1 Macroelementi con cordolo in spessore.....	pag.202
8.4.2 Ribaltamento globale di facciata con sfilamento dei solai.....	pag.210
8.4.2.1 Confronto nel ribaltamento globale di facciata.....	pag.210
8.4.2.2 Analisi del cinematismo con sfilamento di solaio ai vari livelli e relativa curva di capacità.....	pag.211

8. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO PER EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Generalmente gli edifici storici in muratura non presentano un comportamento di insieme nella risposta strutturale sotto azione sismica. La struttura di tali costruzioni infatti è un insieme di elementi, scarsamente collegati tra loro, in cui ogni porzione porta se stessa e ciò che le è direttamente appoggiato. Per questo motivo quando si fanno verifiche strutturali in questo tipo di costruzioni è necessario procedere attraverso verifiche parziali per porzioni di edificio che risultano essere relativamente indipendenti, agendo così a favore di sicurezza. Prima di procedere nella verifica bisogna valutare se è garantita una certa monoliticità della parete tale da impedire collassi puntuali per la disgregazione della compagine muraria.

I meccanismi locali di collasso che possono interessare la muratura sono divisi in due famiglie in base alla direzione dell'azione sismica rispetto alla parete considerata:

- la prima comprende i meccanismi di danno di primo modo, ossia quelli fuori piano, in cui l'azione risulta perpendicolare alla parete. In questo caso la resistenza della parete, che tende al ribaltamento, è legata solo alla sua snellezza se risultano insufficienti sia gli ancoraggi dei solai sia l'ammorsamento fra i muri.
- La seconda comprende i meccanismi di danno di secondo modo, ossia quelli nel piano, in cui l'azione risulta parallela alla parete. Tali meccanismi sono più difficili da attivare. Essi, infatti, dipendono dalla quantità di area resistente dei muri nella parete considerata, per cui dallo spessore e dalla lunghezza, dalla presenza o meno delle aperture e infine dai carichi verticali gravanti su essa.

In ogni diverso meccanismo di collasso si deve individuare il coefficiente di collasso $\alpha=a/g$, ossia il rapporto tra l'accelerazione critica e quella di gravità. Raggiunto tale valore il sistema va in crisi o per il raggiungimento delle condizioni limite di equilibrio alla rotazione dell'elemento murario attorno a cerniere cilindriche oppure delle tensioni ultime di resistenza a compressione o a trazione della sezione muraria in questione.

Il metodo di analisi utilizzato nello studio del Palazzo del Capitano si basa su tre fondamentali ipotesi: la resistenza nulla a trazione della muratura, l'assenza di scorrimento tra i blocchi e la resistenza a compressione infinita della muratura. Tuttavia è opportuno considerare in forma approssimata, per una simulazione più realistica dell'effettivo comportamento della parete, gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito; le connessioni tra le pareti; la presenza di catene metalliche; la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione e la presenza di pareti a paramenti scollegati.

Dopo aver individuato il coefficiente di attivazione di ogni meccanismo locale di collasso studiato, sono stati calcolati gli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, la massa partecipante M^* , la frazione di massa partecipante e^* e l'accelerazione sismica spettrale a^* . In primo luogo viene svolta la verifica lineare allo SLV e, se questa non risulta soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV. Se neppure quest'ultima risulta soddisfatta viene riportato un indice di sicurezza percentuale definito come valore corrispondente dell'elemento e quello minimo richiesto secondo normativa.

Con riferimento alle "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi" si riportano i principali concetti teorici che riguardano il calcolo dei meccanismi di collasso studiati. Anche se il fabbricato è caratterizzato dalla presenza di tiranti essi non vengono considerati in quest'analisi infatti non si ha la certezza del loro effettivo ancoraggio, è

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

sottraendo però le spinte orizzontali, e il momento ribaltante che tiene conto invece dell'azione sismica e favorisce il ribaltamento.

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \frac{b_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n N_i \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi}}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot dh_{Vi} + \sum_{i=1}^n N_i \cdot h_i}$$

Questo cinematismo considera la parete come un corpo rigido che ruota attorno alla cerniera posta alla base sul filo esterno del paramento murario. In questo modo però si viene a creare una concentrazione di tensioni nei punti di contatto in cui si articola il meccanismo; per tenere in conto nella modellazione di questo schiacciamento della muratura si deve calcolare un certo arretramento verso l'interno delle cerniere cilindriche. La differenza tra lo spessore del muro effettivo e quello tra la nuova posizione della cerniera e il filo interno del muro viene definito convenzionalmente "t". Nella relazione per la determinazione del coefficiente di collasso precedentemente riportata bisogna considerare questo valore, esso infatti provoca un accorciamento del braccio delle forze che creano il momento stabilizzante e questo comporta una diminuzione di α :

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \left(\frac{b_i}{2} - t\right) + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot (d_{Vi} - t) + \sum_{i=1}^n N_i \cdot (d_i - t) + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi}}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot dh_{Vi} + \sum_{i=1}^n N_i \cdot h_i}$$

Per determinare il valore di tale arretramento si considera che l'innescio del cinematismo si manifesti non appena la tensione massima al lembo compresso raggiunga il valore di resistenza caratteristica a compressione della muratura σ_r così definita:

$$\sigma_r = \frac{f_m}{f_c \gamma_s}$$

dove: - f_m = valore della resistenza a compressione ricavato dalla normativa;

: - f_c = fattore di confidenza della struttura ricavato dalla normativa;

: - γ_s = coefficiente parziale di sicurezza ricavato dalla normativa.

Il valore della tensione massima viene calcolato considerando la muratura completamente non reagente a trazione ed ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni di compressione al contatto. Questa ipotesi è a favore di sicurezza in quanto considera implicitamente un comportamento di materiale fragile per la muratura. Ipotizzando che il polo di rotazione sia nel baricentro delle tensioni di compressione, aventi distribuzione triangolare, possiamo calcolare l'effettivo valore di "t": si impone che la tensione agente in corrispondenza del lembo compresso σ_r sia pari alla resistenza a compressione della muratura. La tensione media di compressione σ_m sarà data quindi dal rapporto tra lo sforzo normale N agente sulla sezione e l'area della sezione reagente (considerata per l'intera lunghezza della parete "l"), si ottiene in questo modo la seguente uguaglianza:

$$\sigma_m = \frac{N}{3 \cdot t \cdot l}$$

A questo punto si procede facendo coincidere la tensione al lembo esterno della muratura con la massima:

$$\sigma_{\max} = \sigma_r = 2 \cdot \sigma_m = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot t \cdot l}$$

ottenendo così l'equazione per determinare "t":

$$t = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \sigma_r \cdot l}$$

8.1.2 Meccanismo 2: ribaltamento semplice di parete monolitca

Nel caso di edifici a più piani si possono verificare tanti cinematismi di ribaltamento quante sono le pareti sovrapposte considerate. Tale meccanismo consiste nella rotazione rigida, della parte considerata, attorno a cerniere cilindriche in prevalenza orizzontali poste in quota che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni sismiche fuori piano. In questo caso il ribaltamento interessa solo l'ultimo livello dell'edificio, oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

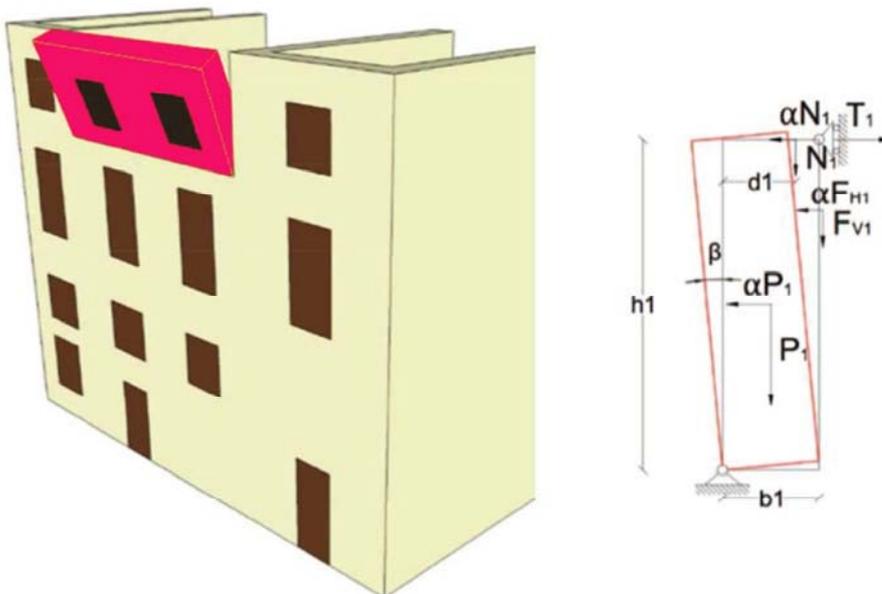


Figura 8.2- Meccanismo 2 in vista assonometrica e schema di calcolo utilizzata

La valutazione del coefficiente di tale meccanismo viene effettuata in modo analogo a quello visto nel caso precedente, ossia tramite il rapporto tra il momento stabilizzante, dovuto alla somma dei pesi della muratura e dei carichi verticali gravanti su questa sottraendo però le spinte orizzontali, e il momento ribaltante che tiene conto invece dell'azione sismica e favorisce il ribaltamento.

$$\alpha = \frac{P \cdot \frac{b}{2} + F_V \cdot d_V + N \cdot d + T \cdot h + F_H \cdot h_V}{P \cdot y_{Gi} + F_V \cdot h_V + N \cdot h}$$

Inoltre anche in questo meccanismo è necessario calcolare l'arretramento della cerniera cilindrica, ricavata con lo stesso procedimento del caso precedente, il calcolo del coefficiente di collasso risulta:

$$\alpha = \frac{P \cdot \left(\frac{b}{2} - t\right) + F_V \cdot (d_V - t) + N \cdot (d - t) + T \cdot h + F_H \cdot h_V}{P \cdot y_{Gi} + F_V \cdot h_V + N \cdot h}$$

8.1.3 Meccanismo 3: flessione verticale

Il meccanismo si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. Nel caso in cui si consideri un singolo piano l'altezza di formazione della cerniera cilindrica risulta incognita, essa viene valutata grazie all'applicazione del principio dei lavori virtuali imponendo che il coefficiente di collasso in funzione dell'altezza sia il minimo, mentre nel caso in cui il meccanismo coinvolgesse due diversi livelli della struttura si ipotizza che la formazione della cerniera cilindrica avvenga all'altezza dell'orizzontamento intermedio.

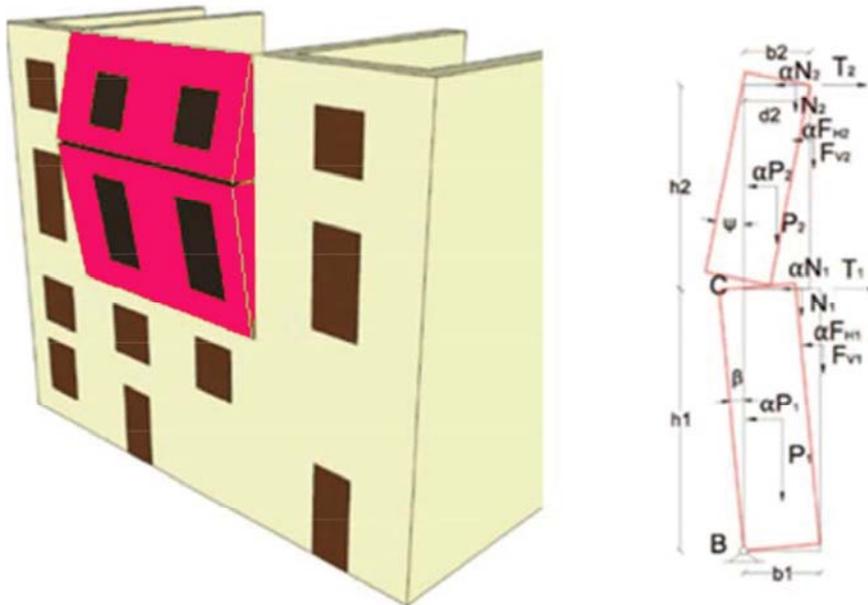


Figura 8.3- Meccanismo 3 in vista assonometrica e schema di calcolo utilizzata

Il coefficiente di attivazione di tale cinematismo si determina mediante l'applicazione del principio dei lavori virtuali. In primo luogo si impone una rotazione Ψ al corpo inferiore, considerata per semplicità pari a 1, mentre il corpo superiore ruota di un angolo φ , ottenuto dal rapporto tra l'altezza del corpo inferiore e quella del corpo superiore, moltiplicato per il primo angolo di rotazione imposto. Ora è possibile determinare gli spostamenti $\delta_{x,i}$ in direzione x e $\delta_{y,i}$ in direzione y, dei baricentri delle murature dove è applicata la massa e dei punti di applicazione dei carichi (valutati secondo la teoria del primo ordine). Gli spostamenti in una direzione si ottengono moltiplicando la componente lungo l'altra direzione del punto di applicazione della forza, rispetto alla cerniera, per la rotazione relativa. A questo punto si applica il principio dei lavori virtuali, esso considera pari a zero la sommatoria dei prodotti di ciascuna forza per il relativo spostamento virtuale. I termini in questo calcolo vengono considerati positivi se la forza è concorde al verso di rotazione, e negativi quelli in cui la forza è discorde al verso della rotazione.

$$a = \frac{\frac{P_1}{2} \cdot b_1 + F_{v1} \cdot d_{v1} + (P_2 + N_2 + F_{v2}) \cdot b_2 + \frac{h_1}{h_2} \cdot \left(\frac{P_2}{2} \cdot b_2 + N_2 \cdot d_2 + F_{v2} \cdot d_{v2} - F_{H2} \cdot h_{v2} \right) + N_1 \cdot d_1 + T \cdot h_1 - F_{H1} \cdot h_{v1}}{P_1 \cdot y_{G1} + F_{v1} \cdot h_{v1} + N_1 \cdot d_1 + (P_2 \cdot y_{G2} + F_{v2} \cdot h_{v2}) \cdot \frac{h_1}{h_2}}$$

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

presentano la stessa altezza subiscono una rotazione rigida ψ , mentre la fascia di piano trasla lateralmente. Inoltre si ipotizza la rottura dei pannelli lungo la propria diagonale. Anche in questo caso la determinazione del coefficiente di collasso viene effettuata tramite il principio dei lavori virtuali: una volta determinati gli spostamenti in y dei carichi stabilizzanti e i valori di spostamento in x di quelli ribaltanti il coefficiente si ottiene dal loro rapporto.

$$\alpha = \frac{\sum_i P_i \delta_{Piy} + \sum_i N_i \delta_{Niy}}{\sum_i P_i \delta_{Pix} + \sum_i N_i \delta_{Nix}}$$

8.2 Approccio cinematico

La scelta dei meccanismi che interessano una determinata costruzione viene effettuata valutando il quadro fessurativo dell'edificio in oggetto oppure basandosi sul comportamento sismico di strutture analoghe già danneggiate, tenendo sempre in considerazione la tessitura e la qualità muraria, le connessioni tra le pareti, le interazioni con costruzioni adiacenti e la presenza di catene.

L'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie può essere utilizzata come metodo per la verifica dei meccanismi locali di danno e collasso, sia nel piano sia fuori piano. Essa si basa sull'approccio cinematico ovvero si sceglie un meccanismo di collasso e si valuta l'azione sismica che innesci tale cinemismo. Esso permette anche di valutare l'andamento dell'azione sismica che progressivamente la struttura riesce a sopportare all'evolversi del cinemismo. Questa curva viene espressa attraverso un moltiplicatore α , ovvero il rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dallo spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere rappresentata fino al valore $\alpha=0$, corrispondente all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali. Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente a un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Il metodo utilizzato per ogni meccanismo di collasso studiato nel Palazzo del Capitano si sviluppa nelle seguenti azioni:

- si trasforma una parete dell'edificio in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- si determina il moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che attiva il meccanismo (stato limite di danno);
- si valuta l'evoluzione di tale moltiplicatore al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, solitamente viene scelto il baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- si trasforma la curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;
- si procede infine alle verifiche di sicurezza attraverso il controllo di compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste della struttura.

Le ipotesi e le approssimazioni adottate in tale metodo sono quelle esposte nel paragrafo precedente dei meccanismi locali di collasso.

8.2.1 Analisi cinematica lineare

Scelto il meccanismo locale di collasso da analizzare si procede applicando ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze:

- pesi propri dei blocchi (applicate nel loro baricentro);
- carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati (se queste non sono efficacemente supportate da altre parti dell'edificio);
- eventuali forze esterne (per esempio catene metalliche);
- eventuali forze interne (per esempio ingranamento dei conci murari).

Assegnata una rotazione virtuale Θ_k al generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale delle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

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

- dove:
- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
 - m è il numero delle forze peso non gravanti direttamente 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;
 - 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 ai 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;
 - $\delta_{x,i}$ 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;
 - $\delta_{x,j}$ 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;
 - $\delta_{y,i}$ 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 a un blocco;
 - δ_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.

8.2.2 Analisi cinematica non lineare

Scelto il meccanismo di collasso della struttura considerata è possibile determinare la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso la valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α per qualsiasi configurazione della catena cinematica, per cui non solo da quella iniziale, rappresentativa dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α , in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$. L'equazione riportata nel paragrafo precedente permette di valutare α in corrispondenza di ciascuna configurazione del cinematismo di blocchi rigidi. L'analisi può essere svolta in due modi: in via grafica, individuando la geometria del sistema nelle diverse configurazioni fino al collasso, o per via analitico-numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite ed aggiornando progressivamente la geometria del sistema.

La curva che si ottiene è pressoché lineare se le diverse azioni agenti (forze peso, azioni esterne e interne) vengono mantenute costanti all'evolversi del cinematismo, in questo caso viene richiesta la sola valutazione dello spostamento $d_{k,0}$ per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore, e la curva assume la seguente espressione:

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

Per ottenere questa configurazione si può esprimere la geometria di una generica configurazione variata, funzione della rotazione $\Theta_{k,0}$, applicando il Principio dei Lavori Virtuali attraverso l'equazione prima proposta, avendo posto $\alpha = 0$, e ricavando da tale equazione in genere non lineare, l'incognita $\Theta_{k,0}$.

Se invece si considera la progressiva variazione delle forze agenti, la curva potrà essere assunta lineare a tratti, valutandola in corrispondenza degli spostamenti per cui si verificano eventi significativi (snervamento o rottura della catena per esempio).

La curva di capacità dell'oscillatore equivalente, noto l'andamento del moltiplicatore orizzontale dei carichi α in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura, è definita come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^* .

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

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

dove: - $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

L'accelerazione sismica a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendo per la frazione di massa partecipante al cinematismo, ottenuta a sua volta dividendo il prodotto tra l'accelerazione di gravità e la massa partecipante con la sommatoria delle forze agenti. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{c^* FC}$$

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

- dove: - g è l'accelerazione di gravità;
 - $e^* = gM^*/\sum P_i$ è la frazione di massa partecipante della struttura;
 - FC è il fattore di confidenza.

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i , pesato sugli stessi. In via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo d_k è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

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

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

Come precedentemente accennato se le diverse azioni si considerano costanti la curva presenta un andamento lineare, allora in questo caso la curva di capacità assume la seguente espressione:

$$a^* = a_0^* (1 - d^*/d_0^*)$$

dove d_0^* è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento $d_{k,0}$.

Mentre se le diverse azioni vengono considerate variabili essa sarà di norma assunta lineare a tratti.

8.2.3 Verifiche di sicurezza

La normativa prevede due verifiche, una nei confronti dello Stato Limite di Danno (SLD) e una nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV). La resistenza e la capacità di spostamento relativa ai due diversi stati limite è valutata sulla curva di capacità in corrispondenza di due diversi punti:

- SLD: dall'accelerazione spettrale a_0^* , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno;
- SLV: dallo spostamento spettrale d_u^* , corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti: 1) il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* , valutata su una curva in cui si considerano solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso; 2) lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione nei casi in cui questo sia valutabile.

8.2.3.1 Stato Limite di Danno

La verifica nei confronti di questo stato limite è un confronto fra l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo e l'accelerazione di picco della domanda sismica, essa è soddisfatta se la prima risulta essere superiore alla seconda.

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

La verifica può riguardare sostanzialmente due casi: la verifica di una porzione della costruzione o un elemento isolato comunque appoggiato a terra, per cui l'accelerazione di attivazione del meccanismo viene confrontata con l'accelerazione al suolo; o la verifica di una porzione della costruzione posta ad una certa quota, in questo caso si deve tenere conto dell'amplificazione dell'accelerazione rispetto a quella al suolo:

$$a_0^* \geq \max \left[\frac{a_g(P_{VR})S}{q}; \frac{(S_e(T_1)\psi(Z)\gamma)}{q} \right]$$

dove: - a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC;
 - S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC;
 - $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2 delle NTC, calcolato per il periodo T_1 ;
 - T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
 - $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z)=Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
 - Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi considerati dal meccanismo ed il resto della struttura;
 - γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma=3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

Questo stato limite di danno corrisponde, nei meccanismi locali, all'insorgere di fessurazioni che interessano solo una parte della struttura; pertanto nel caso di edifici esistenti in muratura la sua verifica non è richiesta, per essendo auspicabile il soddisfacimento di tale stato limite.

8.2.3.2 Stato Limite di Salvaguardia della vita

La verifica di questo stato limite dei meccanismi locali può essere svolta applicando uno dei due criteri seguenti:

- Verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare)

La verifica può riguardare sostanzialmente due casi: la verifica di una porzione della costruzione o un elemento isolato comunque appoggiato a terra, per cui l'accelerazione di attivazione del meccanismo viene confrontata con l'accelerazione al suolo; o la verifica di una porzione della costruzione posta ad una certa quota, in questo caso si deve tenere conto dell'amplificazione dell'accelerazione rispetto a quella al suolo:

$$a_0^* \geq \max [a_g(P_{VR})S; S_e(T_1)\psi(Z)\gamma]$$

dove: - a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC;
 - S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC;
 - $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2 delle NTC, calcolato per il periodo T_1 ;
 - T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
 - $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z)=Z/H$, dove H è l'altezza

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

della struttura rispetto alla fondazione;

- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi considerati dal meccanismo ed il resto della struttura;

- γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma=3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio);

- q fattore di struttura che può essere considerato pari a 2.

- Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)

La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s . Definito lo spostamento $d_s^*=0,4d_u^*$ e individuata sulla curva di capacità l'accelerazione a_s^* (come definiti nel paragrafo relativo all'analisi non lineare), corrispondente allo spostamento d_s^* , il periodo secante è definito

come $T_s=2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$. La domanda di spostamento $\Delta_d(T_s)$ sarà così ottenuta:

- Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti di questo stato limite si considera soddisfatta se:

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

dove S_{De} è lo spettro di risposta elastica in spostamento definito nel § 3.2.3..2 delle NTC.

- Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare anche la seguente disequazione:

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

8.3 Individuazione dei macroelementi

Viene definito macroelemento una parte costruttivamente riconoscibile del manufatto, di caratteristiche omogenee in riferimento al comportamento strutturale. La normativa vigente prevede che la valutazione della sicurezza debba essere estesa a tutte le parti della struttura mediante un insieme esaustivo di verifiche locali sui singoli macroelementi.¹

Per una corretta valutazione dei meccanismi di danno è necessario ricavare le informazioni sia dal quadro fessurativo dell'edificio sia dal processo di conoscenza dello stesso. Lo scopo fondamentale del quadro fessurativo è infatti quello di individuare quali sono i meccanismi più probabili che si possono manifestare in presenza di un sisma e in particolare quelli che potrebbero causare futuri collassi della struttura. Solo dopo aver individuato i meccanismi strutturali di danneggiamento e di collasso è possibile definire degli interventi di consolidamento più opportuni e più economici, che non comportino inutili alterazioni di strutture che nel tempo hanno fornito prestazioni nel complesso positive. Inoltre il quadro fessurativo è indicativo della qualità muraria: nel caso in cui le lesioni siano isolate potrebbero indicare la monoliticità della struttura, mentre una porzione di parete caratterizzata da fratture irregolari diffuse può indicare una cattiva connessione con la muratura.

I macroelementi quando interagiscono tra loro evidenziano delle lesioni in corrispondenza delle zone di contatto, tali zone vengono chiamate fasce di influenza e possono essere rappresentative di connessioni carenti, connessioni mancanti o di effetti di danneggiamento.

Con il termine calcolo per macroelementi si intende per cui dividere la struttura in porzioni elementari direttamente soggette al carico indipendentemente da quelle adiacenti, ogni macroelemento infatti porta il suo peso e tutti i pesi che su di esso gravano.

Nel caso oggetto di studio il quadro fessurativo non presenta lesioni pericolose delle pareti, si è pertanto deciso di procedere analizzando i meccanismi di primo modo nell'ambito dei cinematismi.

I meccanismi di collasso studiati sono:

- Meccanismo 1: ribaltamento globale di facciata
- Meccanismo 2: ribaltamento semplice di parete monolitica
- Meccanismo 3: flessione verticale
- Meccanismo 4: ribaltamento con formazione di cuneo
- Meccanismo 5: catena cinematica nel piano rottura a taglio dei pannelli

I meccanismi 1 e 2 sono stati studiati per ogni macroelemento in cui è stata suddivisa la struttura, il meccanismo 3 è stato analizzato solo per alcuni di essi dato che le probabilità dello stesso di manifestarsi in seguito al sisma sono minori rispetto a quelle dei primi due meccanismi, lo stesso discorso vale per gli ultimi due meccanismi, i quali per poter essere attivati necessitano inoltre di determinate caratteristiche della muratura: il ribaltamento con cuneo è stato studiato per le porzioni di muratura confluenti nei vertici dell'edificio, mentre il meccanismo a taglio è stato studiato in pannelli murari caratterizzati da almeno due aperture.

¹ N.T.C. 2008, § 8.4.2, *Costruzioni esistenti – Intervento di miglioramento*.

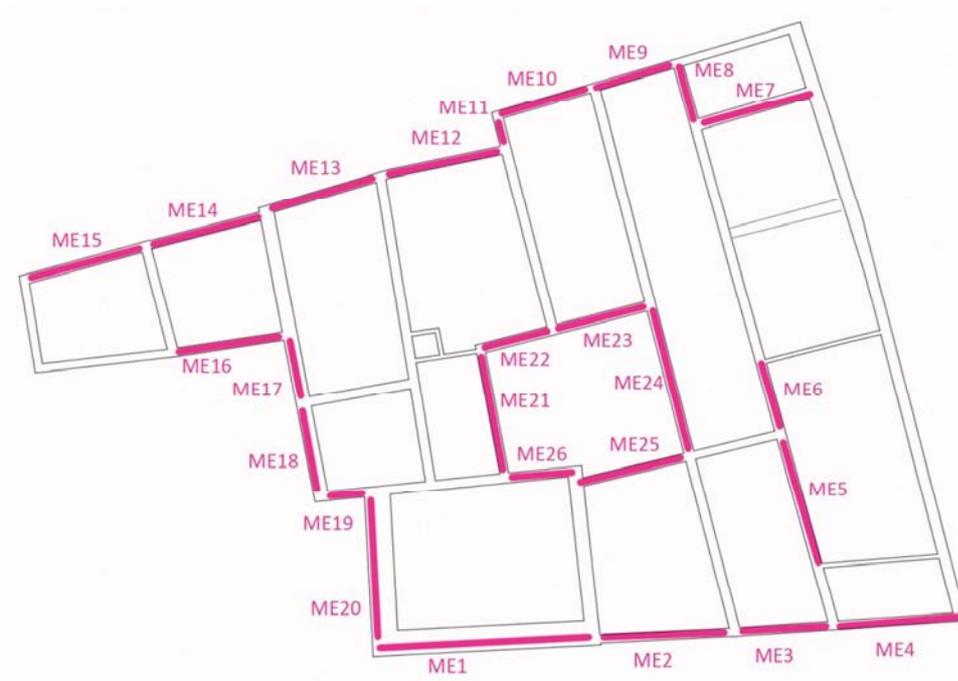
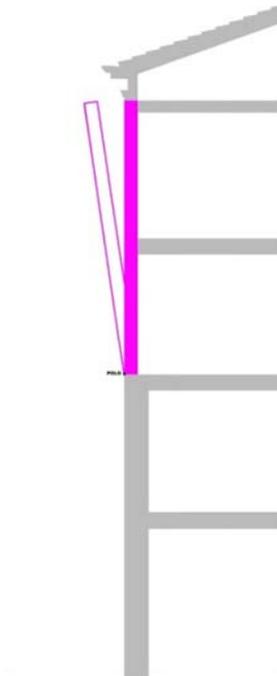


Figura 8.5- Pianta con divisione in macroelementi

8.3.1 Macroelemento 3-Meccanismo 2

Vengono riportati di seguito tutti i passaggi effettuati nello studio del meccanismo 2 per il macroelemento 3. Questo metodo di analisi è stato adottato per tutti i tipi di meccanismi studiati per ogni macroelemento.



I parametri necessari per il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso sono riportati nella tabella seguente:

DATI GEOMETRICI	DATI MATERIALE	CARICHI
b ₁ = 0,33m	$\gamma = 18\text{kN/m}^3$	P ₁ = 135,73kN
b ₂ = 0,33m	f _m = 240,00MPa	P ₂ = 153,49kN
h ₁ = 3,40m	$\tau_0 = 6,00\text{MPa}$	N ₁ = 17,78kN
h ₂ = 3,40m	f _{md} = 0,89MPa	N ₂ = 51,69kN
d ₁ = 0,28m	f _{vd} = 0,02MPa	
d ₂ = 0,28m	$\gamma_m = 2$	
l= 7,60m	t= 0,03m	
z= 7,50m		
A _{sol} = 2,20m		
A _{cop} = 25,0m		
A _{apP1} = 2,99m		
A _{apP1} = 0,00m		

Figura 8.6- Rappresentazione in sezione del meccanismo 2 per il macroelemento 3.

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

La cerniera plastica in questo caso viene ipotizzata a livello del secondo orizzontamento e viene studiato il meccanismo di collasso dovuto al ribaltamento della parete degli ultimi due piani dell'edificio. L'analisi di tale meccanismo si sviluppa nei seguenti passi:

- Si calcola il valore del moltiplicatore critico dei carichi calcolando il rapporto fra momento stabilizzante e ribaltante:

$$\alpha = \frac{P_1 \cdot \left(\frac{b_1}{2} - t\right) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot \left(\frac{b_2}{2} - t\right) + N_2 \cdot (d_2 - t)}{P_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) + N_1 \cdot (h_1) + P_2 \cdot \left(\frac{h_2}{2} + h_1\right) + N_2 \cdot (h_1 + h_2)} = 0,03823$$

- Dopo aver calcolato alfa si procede determinando gli spostamenti virtuali delle forze in gioco e calcolando i valori rispettivamente della massa partecipante al meccanismo, la frazione di massa partecipante ed infine l'accelerazione spettrale sismica.

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}\right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} = 29,67 \text{ kN}$$

$$e^* = \frac{g M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0,81$$

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* F_c} = \frac{\alpha_0 g}{e^*} = 0,34 \text{ m/s}^2$$

- Si procede con la verifica dello Stato Limite di salvaguardia della vita con analisi lineare, affinché il cinematismo risultati verificato è necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo soddisfi la condizione seguente:

$$a_0^* \geq \max \left[\frac{a_g(PV_s)S}{q}; \frac{(S \cdot (T_1) \psi(Z) \gamma)}{q} \right] = \max [0,63; 1,15]$$

$$a_0^* = 0,36 < 1,15$$

la verifica lineare risulta non soddisfatta (31%).

- A questo punto viene effettuata la verifica dello Stato Limite di salvaguardia della vita con analisi non lineare: viene determinato l'angolo Θ_{k0} , a cui corrisponde lo spostamento d_{k0} del punto di controllo considerato, che caratterizza la configurazione per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore α e quindi del momento stabilizzante M_s . Θ_{k0} si ottiene ponendo uguale a zero l'equazione relativa al momento stabilizzante:

$$M_s = \sum_{i=1}^n P_i R_{Pi} \cos(\beta_{Pi} + \Theta_{k0}) = 0$$

$$\Theta_{k0} = 0,03821 \text{ rad}$$

dove: $\beta_{Pi} = \arctan\left(\frac{h_{Pi}}{\frac{b_i}{2}}\right)$ e $R_{Pi} = \sqrt{\left(\frac{h_{Pi}}{2}\right)^2 + \left(\frac{b_i}{2}\right)^2}$

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Deriva che $d_{k0} = h_{bar} \sin \Theta_{k0} = 0,152m$

$$\text{Essendo: } h_{bar} = \frac{P1 \times \left(\frac{h1}{2}\right) + N1 \times h1 + P2 \times \left(h1 + \frac{h2}{2}\right) + N2 \times (h1 + h2)}{P1 + N1 + P2 + N2} = 3,97m$$

$$\text{Lo spostamento spettrale } d_0^* = d_{k0} \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}} = 0,19m$$

Lo spostamento ultimo $d_u^* = 0,4 d_0^* = 0,07m$

Lo spostamento spettrale valutato in conformità del periodo T_s è:

$$d_s^* = 0,4 d_u^* = 0,03m$$

l'accelerazione corrispondente è: $a_s^* = a_0^* \left(\frac{1 - d_s^*}{d_0^*}\right) = 0,29 \text{ m/s}^2$

$$\text{il periodo secante vale: } T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} = 2,03 \text{ s}$$

Nella tabella seguente vengono riportati i valori dei parametri necessari per la verifica non lineare:

PARAMETRI	VERIFICA SLV NON LINEARE
$h_{bar} = 3,97m$	$S_{De1} = 0,08$
$d_{k0} = 0,15m$	$S_{De2} = 0,05$
$d_0^* = 0,19m$	
$d_u^* = 0,07m$	$d_u^* > \max(S_{De1}, S_{De2})$
$d_s^* = 0,03m$	$0,07 < 0,08$
$a_s^* = 0,029m/s^2$	NON VERIFICATA (88%)
$T_s = 2,03s$	

Poiché anche la verifica non lineare non è stata soddisfatta si deve procedere al calcolo dei tiranti.

- Nel caso in cui entrambe le verifiche non risultino soddisfatte l'ultimo passo è il calcolo dei tiranti. Il tirante è una barra di acciaio che permette di collegare due murature con lo scopo di garantirne un movimento sincrono, esso è disposto a livello dei solai e si aggancia ad essi tramite piastre di ancoraggio e, se è opportunamente dimensionato, consente di contrastare le spinte orizzontali divenendo un ottimo vincolo contro il ribaltamento esterno. Il metodo seguito al fine di determinare il numero dei tiranti da mettere in opera dipende dalle caratteristiche della muratura e dai tiranti stessi. Il primo passo è quello di ipotizzare il materiale utilizzato per i tiranti e per il capochiave, le relative dimensioni e le caratteristiche materiche di essi e della muratura. Nel caso oggetto di studio si è scelto di utilizzare un acciaio di tipo AISI 304, con tensione di snervamento $f_y = 240MPa$, il diametro delle barre utilizzate è 18mm, le piastre di ancoraggio hanno dimensioni 30x30mm.

La portata di un singolo tirante viene calcolata considerando il più piccolo dei seguenti valori di resistenza:

$$T_{singolo} < (T_A, T_B, T_C)$$

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

In cui: - $T_A = A_s \cdot f_v$

questo valore si riferisce al meccanismo di rottura relativa allo snervamento dei tiranti;

- $T_B = f_v \cdot [2(a+t) + 2(b+t)]t$

questo valore si riferisce al meccanismo di rottura relativa al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio;

- $T_C = \sigma_r \cdot a \cdot b$

questo valore si riferisce al meccanismo di rottura relativa alla resistenza del muro nei confronti della penetrazione dell'ancoraggio, imputabile all'eccesso di pressione nel contatto.

Con: - A_s : area della sezione trasversale dei tiranti;

- f_v : tensione di snervamento dei tiranti;

- f_v : resistenza a taglio di calcolo della muratura;

- σ_r : resistenza a compressione di calcolo della muratura;

- a, b : rispettivamente larghezza e lunghezza dei capochiave di ancoraggio;

- t : spessore della parete su cui sono ancorati i tiranti.

Si procede imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera arretrata, lo stesso procedimento seguito prima nel calcolo di α , per determinare il valore di trazione dei tiranti T . Se il meccanismo studiato coinvolge il ribaltamento di più piani si è imposto che gli sforzi di trazione dei tiranti dei piani inferiori siano linearmente proporzionati rispetto a quelli dei tiranti dei piani superiori secondo una distribuzione triangolare degli sforzi: si ottiene lo sforzo massimo in sommità e uno sforzo nullo alla base, punto in cui si ha la formazione della cerniera cilindrica.

Con l'intenzione di voler soddisfare la verifica SLV lineare proposta dalla normativa sismica si calcola un nuovo coefficiente di collasso del cinemismo α che deriva dal massimo valore di accelerazione spettrale a_0 ottenuto in precedenza nel calcolo dei meccanismi di collasso. L'unica incognita di questa nuova equazione è il valore di T , ossia il valore del tirante al piano considerato. Questo valore viene poi confrontato con il valore precedentemente calcolato T_{singolo} al fine di determinare il numero di tiranti da disporre al piano oggetto di analisi.

Vengono di seguito riportati i valori ottenuti in questo specifico caso:

DATI TIRANTI	CALCOLO TIRANTI	VERIFICHE TIRANTI
$\phi_{\text{TIRANTI}} = 18\text{mm}$	$T_2 = 15,05\text{kN}$	$T_A = 61,04\text{kN}$
$a_{\text{PIASTRA}} = 30\text{cm}$	$T_1 = 7,53\text{kN}$	$T_B = 18,2\text{kN}$
$b_{\text{PIASTRA}} = 30\text{cm}$	$T_1, T_2 < \min(T_A, T_B, T_C)$	$T_C = 80,1\text{kN}$
$f_v = 240\text{MPa}$		

È sufficiente un unico tirante in entrambi i livelli considerati.

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

8.3.2 Verifiche macroelementi considerati

In questo paragrafo vengono riportate in modo schematico le verifiche eseguite per ogni macroelemento individuato nel Palazzo del Capitano.

Per ogni macroelemento i dati del materiale sono i medesimi, e rispettivamente:

DATI MATERIALE							
γ	18,00	fmd	0,89	η	1,00	TD	1,94
fm	240,00	fvd	0,02	S	1,50	C1	0,05
τ_0	6,00	ag	0,97	Cc	1,51	q	2,00
g	9,81	F0	2,62	Tc	0,50	TE	6,00
FC	1,35	TC*	0,33	TB	0,17	TF	10,00

Macroelemento 1

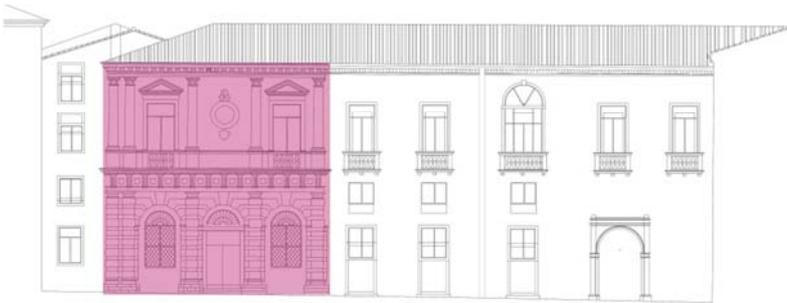


Figura 8.7- Prospetto Nord, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.00	d1	0.00
H	14.3	h2	7.50	b2	1.60	d2	1.20
z	0.00	h3	3.40	b3	0.66	d3	0.50
htot	14.30	h4	3.40	b4	0.66	d4	0.50
l	14.70	A1apert	0.00	A2apert	15.96	A4apert	2.09
Asolaio	43.19	Acop	45.95	A3apert	7.88		
CARICHI AGENTI							
G1	0.00	Q1	0.00	ψ_1	0.00		
G2	6.28	Q2	6.00	ψ_2	0.80		
G3	6.28	Q3	6.00	ψ_3	0.80		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ_4	0.00		
Gcop	1.77	Qneve	0.80	ψ_{neve}	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	0.00	P3	500.15	N1	0.00	N3	478.55
P2	2715.55	P4	568.93	N2	369.27	N4	227.31
N10	488.05						

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA				
α	0.057472			
<i>VERIFICA LINEARE</i>				
e*	0.77	M*	380.7	
a1	0.73	a0*	0.54	
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0.74 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>				
dk0*	0.43	do*	0.57	ds* 0.09
SDe1	0.09	du*	0.23	
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA	
RIBALTAMENTO DI FACCIATA 2 PIANI				
α	0.0787326			
<i>VERIFICA LINEARE</i>				
e*	0.84	M*	151.39	
a1	0.73	a0*	0.78	
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0.59 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>				
dk0*	0.31	do*	0.37	ds* 0.06
SDe1	0.09	du*	0.15	
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO				
α	0.154649			
<i>VERIFICA LINEARE</i>				
e*	0.89	M*	72.25	
a1	0.73	a0*	1.26	
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0.65 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>				
dk0*	0.33	do*	0.38	ds* 0.06
SDe1	0.09	du*	0.15	
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA	

Macroelemento 2



Figura 8.8- Prospetto Nord, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	4.10	b1	0.50	d1	0.38
H	14.3	h2	3.40	b2	0.50	d2	0.38
z	0.00	h3	3.40	b3	0.42	d3	0.31
htot	14.30	h4	3.40	b4	0.42	d4	0.31
l	9.98	A1apert	2.95	A2apert	5.12	A4apert	0.00
Asolaio	2.95	Acop	27.45	A3apert	6.20		
CARICHI AGENTI							
G1	6.28	Q1	3.00	ψ 1	0.30	G10	6.50
G2	3.75	Q2	6.00	ψ 2	0.80		
G3	6.28	Q3	6.00	ψ 3	0.80		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	1.77	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	310.66	P3	209.65	N1	21.18	N3	32.69
P2	259.31	P4	256.53	N2	32.69	N4	58.56

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA							
α	0.02088						
<i>VERIFICA LINEARE</i>							
e*	0.76	M*	91.78				
a1	0.73	a0*	0.20				
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.27 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>							
dk0	0.16	d0*	0.2	ds*	0.03		
SDe1	0.09	du*	0.08				
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)		NON VERIFI		0.89 %	
TIRANTI							
fy	240	ϕ	18	a=b	0.25	t	0.42
T4	13	T3	9.9	T2	6.8	T1	3.72
<i>VERIFICA TIRANTI</i>							
ROTTURA BARRA		PUNZONAMENTO		SCHIACCIAMENTO			
T'	61.04	T''	19.04	T'''	96.9	T	VERIFICATO
RIBALTAMENTO DI FACCIATA 3 PIANI							
α	0.0303						
<i>VERIFICA LINEARE</i>							
e*	0.77	M*	66.54				
a1	0.73	a0*	0.31				
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.42 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>							
dk0	0.18	d0*	0.23	ds*	0.04		
SDe1	0.09	du*	0.09				
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA			
RIBALTAMENTO DI FACCIATA 2 PIANI							
α	0.047314						
<i>VERIFICA LINEARE</i>							
e*	0.82	M*	46.49				
a1	0.73	a0*	0.42				
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.32 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>							
dk0	0.18	d0*	0.23	ds*	0.04		
SDe1	0.09	du*	0.09				
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA			

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.101678				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.9	M*	29		
a1	0.70	a0*	0.82		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.42 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.2	d0*	0.23	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.09		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI					
α	0.26562				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.85	M*	48.25		
a1	0.73	a0*	2.34		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 3



Figura 8.9- Prospetto Nord, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	4.10	b1	0.60	d1	0.45
H	14.3	h2	3.40	b2	0.60	d2	0.45
z	0.00	h3	3.40	b3	0.33	d3	0.25
htot	14.30	h4	3.40	b4	0.33	d4	0.25
l	7.60	A1apert	1.92	A2apert	1.53	A4apert	0.00
Asolaio	2.20	Acop	25.00	A3apert	2.99		
CARICHI AGENTI							
G1	6.28	Q1	3.00	ψ 1	0.30		
G2	6.28	Q2	6.00	ψ 2	0.80		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.60		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	1.77	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	315.79	P3	135.73	N1	15.80	N3	17.78
P2	262.55	P4	153.49	N2	24.38	N4	51.69

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA							
α	0.02488						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.72	M*	72.12				
a1	0.73	a0*	0.25				
a2	0.00	a0* > max(a1;a2)			NON VERIFICATA		0.34 %
VERIFICA NON LINEARE							
dk0	0.17	d0*	0.24	ds*	0.04		
SDe1	0.09	du*	0.09				
SDe2	0.00	du* > max(SDe1;SDe2)			VERIFICATA		

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO DI FACCIATA 3 PIANI						
α	0.035833					
<i>VERIFICA LINEARE</i>						
e*	0.71	M*	46.98			
a1	0.73	a0*	0.36			
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.49 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>						
dk0	0.18	d0*	0.25	ds*	0.04	
SDe1	0.09	du*	0.10			
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA		
RIBALTAMENTO DI FACCIATA 2 PIANI						
α	0.036765					
<i>VERIFICA LINEARE</i>						
e*	0.81	M*	29.67			
a1	0.73	a0*	0.33			
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.25 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>						
dk0	0.146	d0*	0.18	ds*	0.03	
SDe1	0.09	du*	0.07			
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		NON VERIFICATA	0.78 %	
TIRANTI						
fy	240	\emptyset	18	a=b	0.33	t 0.35
T4	18.8	kN	T3	9.4 kN		
<i>VERIFICA TIRANTI</i>						
ROTTURA BARRA		PUNZONAMENTO		SCHIACCIAMENTO		
T'	61.04	T''	19.04	T'''	96.9	T VERIFICATO
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO						
α	0.078088					
<i>VERIFICA LINEARE</i>						
e*	0.89	M*	18.67			
a1	0.73	a0*	0.64			
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.33 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>						
dk0	0.17	d0*	0.19	ds*	0.03	
SDe1	0.09	du*	0.07			
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		NON VERIFICATA	0.78 %	
TIRANTI						
fy	240	\emptyset	18	a=b	0.44	t 0.35
T4	20.57	kN				
<i>VERIFICA TIRANTI</i>						
ROTTURA BARRA		PUNZONAMENTO		SCHIACCIAMENTO		
T'	61.04	T''	21	T'''	142.4	T VERIFICATO

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI			
α	0.2227647		
VERIFICA LINEARE			
e*	0.82	M*	29.84
a1	0.73	a0*	2.00
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA

Macroelemento 4



Figura 8.10- Prospetto Nord, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.00	d1	0.00
H	14.3	h2	7.50	b2	0.60	d2	0.45
z	0.00	h3	3.40	b3	0.33	d3	0.25
htot	14.30	h4	3.40	b4	0.33	d4	0.25
l	9.42	A1apert	0.00	A2apert	7.80	A4apert	0.00
Asolaio	2.64	Acop	20.05	A3apert	13.08		
CARICHI AGENTI							
G1	0.00	Q1	0.00	ψ 1	0.00		
G2	6.28	Q2	6.00	ψ 2	0.80		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.30		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	1.77	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	0.00	P3	112.55	N1	0.00	N3	18.96
P2	678.78	P4	190.25	N2	29.25	N4	44.41

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA						
α	0.0271					
VERIFICA LINEARE						
e*	0.74	M*	81.13			
a1	0.73	a0*	0.27			
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.37 %
VERIFICA NON LINEARE						
dk0	0.18	d0*	0.24	ds*	0.04	
SDe1	0.09	du*	0.10			
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA		
RIBALTAMENTO DI FACCIATA 2 PIANI						
α	0.03609					
VERIFICA LINEARE						
e*	0.85	M*	31.54			
a1	0.73	a0*	0.31			
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.23 %
VERIFICA NON LINEARE						
dk0	0.15	d0*	0.18	ds*	0.03	
SDe1	0.09	du*	0.07			
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		NON VERIFICATA		0.78 %
TIRANTI						
fy	240	\emptyset	18	a=b	0.3	t
T4	21.4	kN	T3	10.7	kN	
VERIFICA TIRANTI						
ROTTURA BARRA		PUNZONAMENTO		SCHIACCIAMENTO		
T'	61.04	T''	22.4	T'''	180.23	T
						VERIFICATO
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO						
α	0.08034					
VERIFICA LINEARE						
e*	0.9	M*	21.58			
a1	0.73	a0*	0.65			
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.34 %
VERIFICA NON LINEARE						
dk0	0.16	d0*	0.18	ds*	0.03	
SDe1	0.09	du*	0.07			
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		NON VERIFICATA		0.78 %

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

TIRANTI							
f_y	240	∅	18	a=b	0.35	t	0.35
T4	14.77	kN					
VERIFICA TIRANTI							
ROTTURA BARRA		PUNZONAMENTO		SCHIACCIAMENTO			
T'	61.04	T''	19.6	T'''	109.03	T	VERIFICATO
FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI							
α	0.2167344						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.84	M*	29.84				
a1	0.73	a0*	1.89				
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA			

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 5

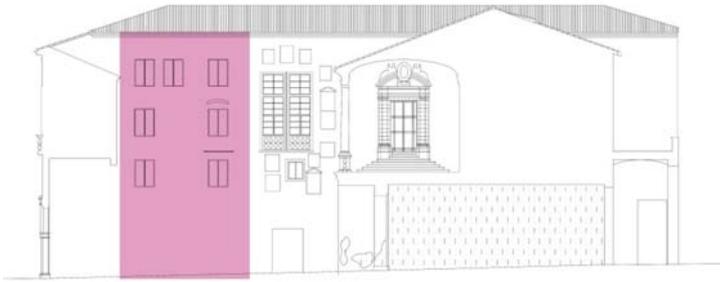


Figura 8.11- Prospetto Ovest, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	4.10	b1	0.50	d1	0.45
H	14.3	h2	3.40	b2	0.50	d2	0.45
z	0.00	h3	3.40	b3	0.50	d3	0.45
htot	14.30	h4	3.40	b4	0.50	d4	0.45
l	9.40	A1apert	0.00	A2apert	4.08	A4apert	4.08
Asolaio	25.85	Acop	27.88	A3apert	4.08		
CARICHI AGENTI							
G1	6.28	Q1	4.00	ψ 1	0.60		
G2	6.28	Q2	3.00	ψ 2	0.30		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.60		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	1.77	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	346.86	P3	250.92	N1	224.25	N3	208.74
P2	250.92	P4	250.92	N2	185.47	N4	136.59

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA						
α	0.0203					
VERIFICA LINEARE						
e*	0.79	M*	148.53			
a1	0.73	a0*	0.19			
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.26 %
VERIFICA NON LINEARE						
dk0	0.16	d0*	0.2	ds*	0.03	
SDe1	0.09	du*	0.08			
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)		NON VERIFICATA		0.89 %

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

TIRANTI							
fy	240	\emptyset	18	a=b	0.25	t	0.5
T4	21.98	T3	16.75	T2	11.53	T1	6.3
VERIFICA TIRANTI							
ROTTURA BARRA		PUNZONAMENTO		SCHIACCIAMENTO			
T'	61.04	T''	30	T'''	55.63	T	VERIFICATO
RIBALTAMENTO DI FACCIATA 3 PIANI							
α	0.03551						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.8	M*	105.2				
a1	0.73	a0*	0.32				
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.44 %	
VERIFICA NON LINEARE							
dk0	0.2	d0*	0.25	ds*	0.04		
SDe1	0.09	du*	0.10				
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA			
RIBALTAMENTO DI FACCIATA 2 PIANI							
α	0.059643						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.83	M*	71.36				
a1	0.73	a0*	0.52				
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.39 %	
VERIFICA NON LINEARE							
dk0	0.24	d0*	0.28	ds*	0.05		
SDe1	0.09	du*	0.11				
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA			
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO							
α	0.115232						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.89	M*	35.12				
a1	0.73	a0*	0.94				
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.48 %	
VERIFICA NON LINEARE							
dk0	0.26	d0*	0.3	ds*	0.05		
SDe1	0.09	du*	0.12				
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA			

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI			
α	0.265496		
VERIFICA LINEARE			
e*	0.75	M*	64.45
a1	0.73	a0*	2.59
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA

Macroelemento 6

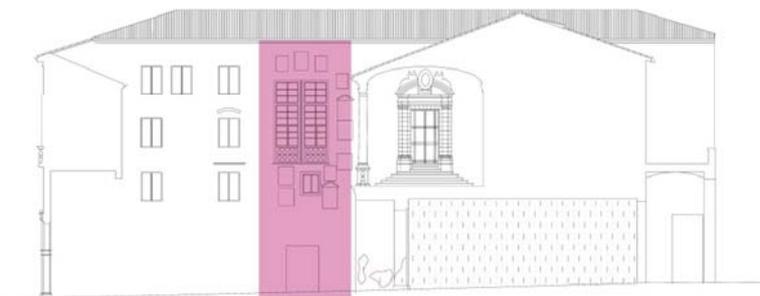


Figura 8.12- Prospetto Ovest, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.00	d1	0.00
H	14.3	h2	4.10	b2	0.65	d2	0.49
z	0.00	h3	3.40	b3	0.65	d3	0.49
htot	14.30	h4	6.80	b4	0.65	d4	0.49
l	5.50	A1apert	0.00	A2apert	4.08	A4apert	4.08
Asolaio	13.14	Acop	19.20	A3apert	4.08		
CARICHI AGENTI							
G1	6.28	Q1	4.00	ψ 1	0.60		
G2	6.28	Q2	3.00	ψ 2	0.30		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.60		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	1.77	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	346.86	P3	250.92	N1	224.25	N3	208.74
P2	250.92	P4	250.92	N2	185.47	N4	136.59

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA					
α	0.03545				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.77	M*	79.32		
a1	0.73	a0*	0.33		
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0.45 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.24	d0*	0.31	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.12		
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO DI FACCIATA 2 PIANI					
α	0.0603				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.76	M*	51.07		
a1	0.73	a0*	0.58		
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0.79 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.28	d0*	0.37	ds*	0.06
SDe1	0.09	du*	0.15		
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.0786				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.91	M*	28.61		
a1	0.73	a0*	0.63		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0.47 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.31	d0*	0.34	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.14		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI					
α	0.22208				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.62	M*	64.02		
a1	0.73	a0*	2.10		
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 7

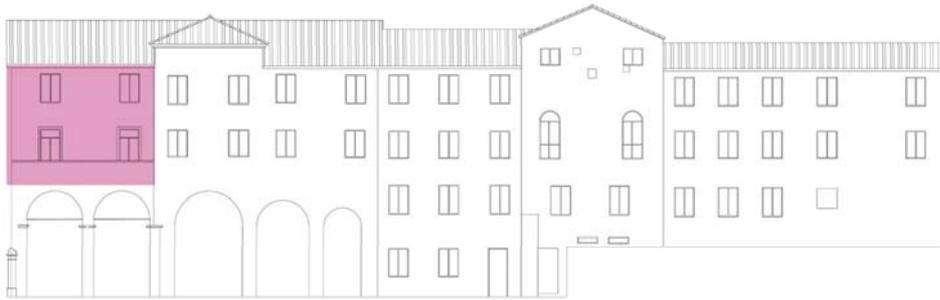


Figura 8.13- Prospetto Sud, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.00	d1	0.00
H	14.3	h2	0.00	b2	0.00	d2	0.00
z	7.50	h3	3.40	b3	0.75	d3	0.56
htot	6.80	h4	3.40	b4	0.60	d4	0.45
l	8.90	A1apert	0.00	A2apert	0.00	A4apert	2.88
Asolaio	2.52	Acop	44.71	A3apert	2.88		
CARICHI AGENTI							
G1	0.00	Q1	0.00	ψ 1	0.00		
G2	0.00	Q2	0.00	ψ 2	0.00		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.30		
G4	0.62	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	1.77	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	0.00	P3	369.63	N1	0.00	N3	18.08
P2	0.00	P4	259.70	N2	0.00	N4	80.70

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA						
α	0.08178					
VERIFICA LINEARE						
e*	0.78	M*	60.55			
a1	0.73	a0*	0.76			
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.57 %
VERIFICA NON LINEARE						
dk0	0.29	d0*	0.38	ds*	0.06	
SDe1	0.09	du*	0.15			
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA		

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.145548				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.9	M*	34.44		
a1	0.73	a0*	1.18		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.61 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.3	d0*	0.33	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.13		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI					
α	0.437197				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.87	M*	68		
a1	0.73	a0*	3.64		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 8

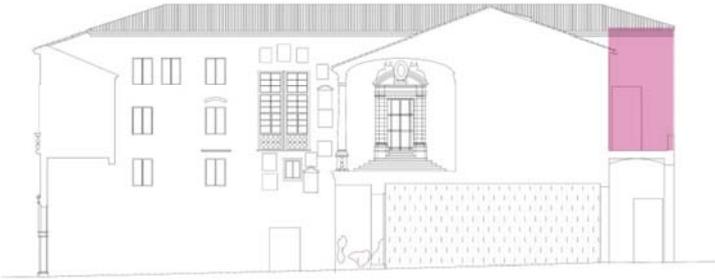


Figura 8.14- Prospetto Ovest, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.00	d1	0.00
H	14.3	h2	0.00	b2	0.00	d2	0.00
z	7.50	h3	3.40	b3	0.35	d3	0.27
htot	6.80	h4	3.40	b4	0.35	d4	0.27
l	4.20	A1apert	0.00	A2apert	0.00	A4apert	0.00
Asolaio	8.99	Acop	9.40	A3apert	3.08		
CARICHI AGENTI							
G1	0.00	Q1	0.00	ψ 1	0.00		
G2	0.00	Q2	0.00	ψ 2	0.00		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.30		
G4	0.62	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	4.27	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	0.00	P3	70.56	N1	0.00	N3	64.50
P2	0.00	P4	174.64	N2	0.00	N4	45.71

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA						
α	0.040379					
<i>VERIFICA LINEARE</i>						
e^*	0.81	M^*	29.5			
a_1	0.73	a_0^*	0.35			
a_2	1.09	$a_0^* > \max(a_1; a_2)$		NON VERIFICATA	0.32 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>						
dk_0	0.17	d_0^*	0.2	ds^*	0.03	
SDe_1	0.09	du^*	0.08			
SDe_2	0.07	$du^* > \max(SDe_1; SDe_2)$		NON VERIFICATA	0.89 %	
TIRANTI						
f_y	240	\emptyset	18	$a=b$	0.3	t 0.35
T_4	14.87	kN	T_3	7.43	kN	
VERIFICA TIRANTI						
ROTTURA BARRA		PUNZONAMENTO		SCHIACCIAMENTO		
T'	61.04	T''	18.2	T'''	80.1	T VERIFICATO
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO						
α	0.03848					
<i>VERIFICA LINEARE</i>						
e^*	0.9	M^*	20.18			
a_1	0.73	a_0^*	0.31			
a_2	1.58	$a_0^* > \max(a_1; a_2)$		NON VERIFICATA	0.20 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>						
dk_0	0.15	d_0^*	0.17	ds^*	0.03	
SDe_1	0.09	du^*	0.07			
SDe_2	0.09	$du^* > \max(SDe_1; SDe_2)$		NON VERIFICATA	0.78 %	
TIRANTI						
f_y	240	\emptyset	18	$a=b$	0.35	t 0.35
T_4	19.56	kN				
VERIFICA TIRANTI						
ROTTURA BARRA		PUNZONAMENTO		SCHIACCIAMENTO		
T'	61.04	T''	19.6	T'''	109.03	T VERIFICATO

:

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 9

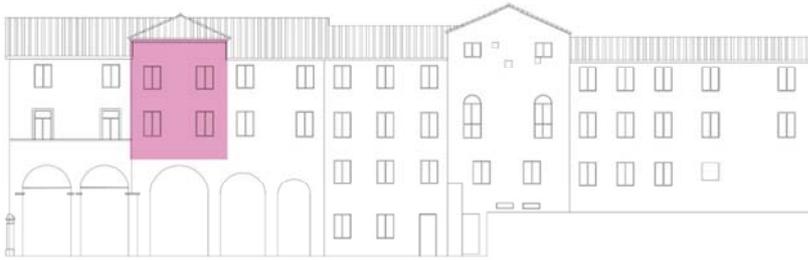


Figura 8.15- Prospetto Sud, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.00	d1	0.00
H	17.5	h2	0.00	b2	0.00	d2	0.00
z	7.50	h3	3.40	b3	0.46	d3	0.35
htot	10.00	h4	6.60	b4	0.46	d4	0.35
l	6.55	A1apert	0.00	A2apert	0.00	A4apert	4.28
Asoiaio	2.28	Acop	11.30	A3apert	4.28		
CARICHI AGENTI							
G1	0.00	Q1	0.00	ψ 1	0.00		
G2	0.00	Q2	0.00	ψ 2	0.00		
G3	3.00	Q3	3.00	ψ 3	0.30		
G4	0.62	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	4.27	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	0.00	P3	148.92	N1	0.00	N3	16.34
P2	0.00	P4	322.47	N2	0.00	N4	49.66

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA					
α	0.0544				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.82	M*	44.7		
a1	0.73	a0*	0.49		
a2	1.09	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.45 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.21	d0*	0.26	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.10		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.111663				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.92	M*	34.8		
a1	0.73	a0*	0.91		
a2	1.58	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.58 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.24	d0*	0.26	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.08	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
TAGLIO					
α	0.636956				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.99	M*	26.91		
a1	0.73	a0*	4.69		
a2	1.58	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 10

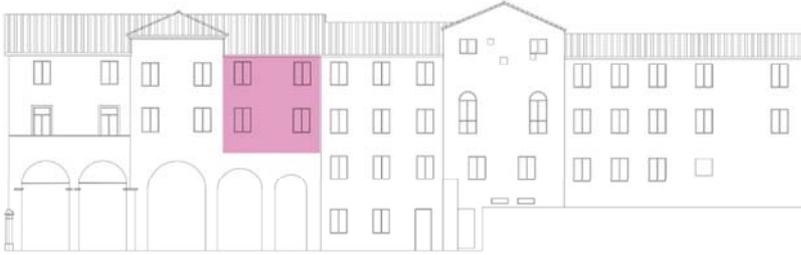


Figura 8.16- Prospetto Sud, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.00	d1	0.00
H	14.3	h2	0.00	b2	0.00	d2	0.00
z	7.50	h3	3.40	b3	0.46	d3	0.35
htot	6.80	h4	3.40	b4	0.46	d4	0.35
l	7.54	A1apert	0.00	A2apert	0.00	A4apert	4.28
Asolaio	2.16	Acop	31.00	A3apert	4.28		
CARICHI AGENTI							
G1	0.00	Q1	0.00	ψ 1	0.00		
G2	0.00	Q2	0.00	ψ 2	0.00		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.30		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	3.26	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	0.00	P3	176.79	N1	0.00	N3	15.50
P2	0.00	P4	176.79	N2	0.00	N4	108.33

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA					
α	0.051227				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.81	M*	39.26		
a1	0.73	a0*	0.46		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.35 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.21	d0*	0.26	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.105404				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.89	M*	25.87		
a1	0.73	a0*	0.86		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.44 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.25	d0*	0.28	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
TAGLIO					
α	0.78103				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.98	M*	19.47		
a1	0.73	a0*	5.80		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	
ANGOLARE					
α	0.331204				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.9	M*	30.64		
a1	0.73	a0*	2.68		
a2	0.01	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 11



Figura 8.17- Prospetto Est viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.00	d1	0.00
H	14.3	h2	0.00	b2	0.00	d2	0.00
z	7.50	h3	3.40	b3	0.46	d3	0.35
htot	6.80	h4	3.40	b4	0.46	d4	0.35
l	2.25	A1apert	0.00	A2apert	0.00	A4apert	0.00
Asolaio	4.38	Acop	4.58	A3apert	0.00		
CARICHI AGENTI							
G1	0.00	Q1	0.00	ψ 1	0.00		
G2	0.00	Q2	0.00	ψ 2	0.00		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.30		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	3.26	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	0.00	P3	63.34	N1	0.00	N3	31.43
P2	0.00	P4	63.34	N2	0.00	N4	29.71

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA				
α	0.05245			
<i>VERIFICA LINEARE</i>				
e*	0.82	M*	15.63	
a1	0.73	a0*	0.47	
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0.35 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>				
dk0	0.21	d0*	0.25	ds* 0.04
SDe1	0.09	du*	0.11	
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO				
α	0.1058			
<i>VERIFICA LINEARE</i>				
e*	0.89	M*	8.43	
a1	0.73	a0*	0.86	
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0.44 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>				
dk0	0.24	d0*	0.27	ds* 0.04
SDe1	0.09	du*	0.11	
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA	
ANGOLARE				
α	0.1766			
<i>VERIFICA LINEARE</i>				
e*	0.9	M*	11.92	
a1	0.73	a0*	1.43	
a2	0.01	a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 12

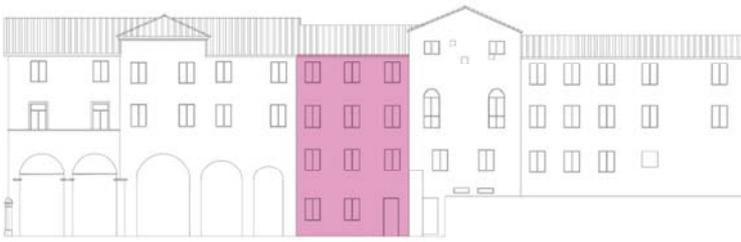


Figura 8.18- Prospetto Sud, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4,00	h1	4,10	b1	0,45	d1	0,40
H	14,3	h2	3,40	b2	0,45	d2	0,40
z	0,00	h3	3,40	b3	0,45	d3	0,40
htot	14,30	h4	3,40	b4	0,45	d4	0,40
l	2,25	A1apert	6,48	A2apert	6,48	A4apert	6,48
Asolaio	26,03	Acop	30,77	A3apert	6,48		
CARICHI AGENTI							
G1	6,28	Q1	4,00	$\psi 1$	0,60		
G2	6,28	Q2	3,00	$\psi 2$	0,30		
G3	6,28	Q3	3,00	$\psi 3$	0,30		
G4	3,38	Q4	0,50	$\psi 4$	0,00		
Gcop	3,26	Qneve	0,80	$\psi neve$	0,00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	253,04	P3	200,88	N1	225,94	N3	186,90
P2	200,88	P4	200,88	N2	186,90	N4	188,29

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA							
α	0.02488						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.8	M*	133.21				
a1	0.73	a0*	0.25				
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.34 %	
VERIFICA NON LINEARE							
dk0	0.17	d0*	0.23	ds*	0.04		
SDe1	0.09	du*	0.09				
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA			

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO 3 PIANI					
α	0.0313				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.81	M*	95.71		
a1	0.73	a0*	0.28		
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.38 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.19	d0*	0.23	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.09		
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.0514				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.83	M*	65.85		
a1	0.73	a0*	0.45		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.34 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.22	d0*	0.26	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.10		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.0987				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.9	M*	35.63		
a1	0.73	a0*	0.80		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.41 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.25	d0*	0.28	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI					
α	0.2652				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.44	M*	53.35		
a1	0.73	a0*	4.38		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	
TAGLIO					
α	0.5966				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.98	M*	21.97		
a1	0.63	a0*	4.43		
a2	1.66	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 13

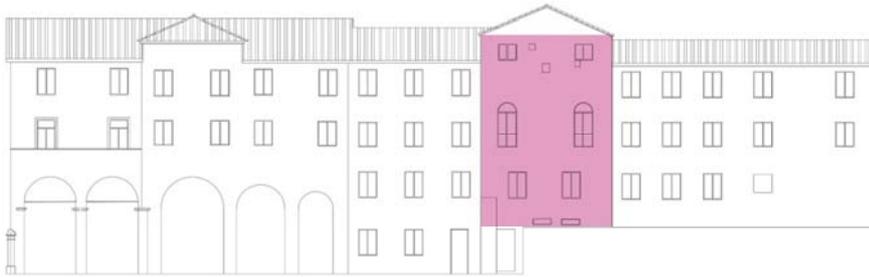


Figura 8.19- Prospetto Sud, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	4.10	b1	1.35	d1	1.30
H	17.5	h2	3.40	b2	0.65	d2	0.49
z	0.00	h3	6.80	b3	0.65	d3	0.49
htot	17.50	h4	3.20	b4	0.50	d4	0.38
l	8.86	A1apert	3.68	A2apert	4.25	A4apert	3.50
Asolaio	2.52	Acop	2.63	A3apert	10.60		
CARICHI AGENTI							
G1	6.28	Q1	4.00	ψ 1	0.60		
G2	6.28	Q2	3.00	ψ 2	0.30		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.30		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	3.26	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	253.04	P3	200.88	N1	225.94	N3	186.90
P2	200.88	P4	200.88	N2	186.90	N4	188.29

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO 3 PIANI					
α	0.0337				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.77	M*	92.24		
a1	0.73	a0*	0.32		
a2	0.60	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.44 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.22	d0*	0.28	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.0483				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.82	M*	70.2		
a1	0.73	a0*	0.43		
a2	1.09	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.39 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.24	d0*	0.29	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.12		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.1294				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.95	M*	23.21		
a1	0.73	a0*	1.07		
a2	2.08	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.51 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.24	d0*	0.25	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.10		
SDe2	0.09	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI			
α	0.19332		
VERIFICA LINEARE			
e*	0.84	M*	75.68
a1	0.73	a0*	1.66
a2	1.09	a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA
TAGLIO			
α	0.6014		
VERIFICA LINEARE			
e*	0.98	M*	21.19
a1	0.73	a0*	4.47
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA

Macroelemento 14

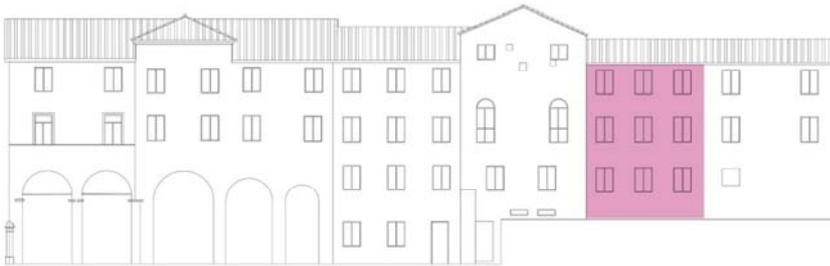


Figura 8.20- Prospetto Sud, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.00	d1	0.00
H	14.3	h2	3.40	b2	0.70	d2	0.53
z	4.10	h3	3.40	b3	0.60	d3	0.45
htot	10.20	h4	3.40	b4	0.60	d4	0.45
l	9.40	A1apert	0.00	A2apert	6.07	A4apert	6.07
Asolaio	2.64	Acop	23.10	A3apert	6.07		
CARICHI AGENTI							
G1	0.00	Q1	0.00	ψ 1	0.00		
G2	6.28	Q2	3.00	ψ 2	0.30		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.30		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	3.26	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	0.00	P3	279.62	N1	0.00	N3	18.96
P2	326.23	P4	279.62	N2	18.96	N4	84.23

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA					
α	0.0476				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.76	M*	77.94		
a1	0.73	a0*	0.46		
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.63 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.26	d0*	0.34	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.13		
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.0706				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.8	M*	53.87		
a1	0.73	a0*	0.64		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.48 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.27	d0*	0.34	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.14		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.14603				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.9	M*	33.2		
a1	0.73	a0*	1.19		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.61 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.3	d0*	0.34	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.15		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 15

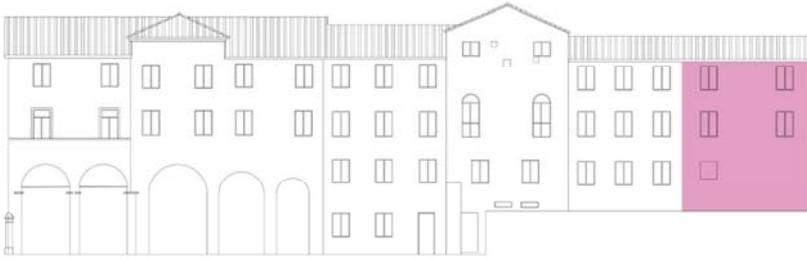


Figura 8.21- Prospetto Sud, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.00	d1	0.00
H	14.3	h2	3.40	b2	0.70	d2	0.53
z	4.10	h3	3.40	b3	0.60	d3	0.45
htot	10.20	h4	3.40	b4	0.60	d4	0.45
l	9.60	A1apert	0.00	A2apert	0.00	A4apert	4.32
Asolaio	2.70	Acop	20.10	A3apert	4.32		
CARICHI AGENTI							
G1	0.00	Q1	0.00	ψ 1	0.00		
G2	6.28	Q2	3.00	ψ 2	0.30		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.30		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	3.26	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	0.00	P3	305.86	N1	0.00	N3	19.39
P2	411.26	P4	305.86	N2	19.39	N4	74.65

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA							
α	0.048						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.74	M*	85.98				
a1	0.73	a0*	0.47				
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.64 %	
VERIFICA NON LINEARE							
dk0	0.25	d0*	0.33	ds*	0.05		
SDe1	0.09	du*	0.13				
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA			

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.071598				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.78	M*	60.17		
a1	0.73	a0*	0.66		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.50 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.26	d0*	0.33	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.13		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.1474				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.9	M*	34.94		
a1	0.73	a0*	1.19		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.61 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.3	d0*	0.33	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.13		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI					
α	0.2071				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.79	M*	75.68		
a1	0.73	a0*	1.90		
a2	1.09	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 16



Figura 8.22- Prospetto Nord, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	4.10	b1	0.70	d1	0.53
H	14.3	h2	3.40	b2	0.70	d2	0.53
z	0.00	h3	3.40	b3	0.55	d3	0.41
htot	14.30	h4	3.40	b4	0.55	d4	0.41
l	8.60	A1apert	0.00	A2apert	4.16	A4apert	6.24
Asoiaio	2.60	Acop	23.10	A3apert	4.16		
CARICHI AGENTI							
G1	6.28	Q1	3.00	ψ 1	0.30		
G2	6.28	Q2	3.00	ψ 2	0.30		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.30		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	3.26	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	44.28	P3	248.29	N1	16.67	N3	18.67
P2	316.01	P4	227.70	N2	18.67	N4	84.09

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA							
α	0.0309						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.73	M*	102.14				
a1	0.73	a0*	0.31				
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)			NON VERIFICATA		0.42 %
VERIFICA NON LINEARE							
dk0	0.21	d0*	0.29	ds*	0.05		
SDe1	0.09	du*	0.12				
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)			VERIFICATA		

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO 3PIANI					
α	0.04614				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.75	M*	69.42		
a1	0.73	a0*	0.45		
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.62 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.24	d0*	0.32	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.13		
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.0648				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.79	M*	46.7		
a1	0.73	a0*	0.60		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.45 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.25	d0*	0.31	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.13		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.1317				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.89	M*	28.32		
a1	0.73	a0*	1.07		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.55 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.28	d0*	0.32	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.13		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI					
α	0.3601				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.83	M*	48.78		
a1	0.73	a0*	3.16		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 17

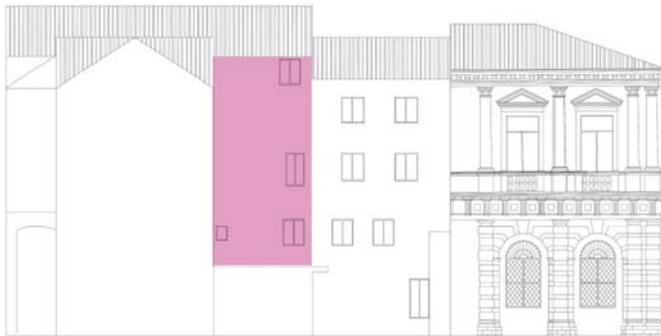


Figura 8.23- Prospetto Est, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.60	d1	0.45
H	17.5	h2	3.40	b2	0.60	d2	0.45
z	4.10	h3	6.80	b3	0.50	d3	0.38
htot	13.40	h4	3.20	b4	0.50	d4	0.38
l	4.90	A1apert	0.00	A2apert	1.92	A4apert	1.75
Asolaio	15.18	Acop	10.30	A3apert	2.06		
CARICHI AGENTI							
G1	0.00	Q1	0.00	ψ 1	0.00		
G2	6.28	Q2	6.00	ψ 2	0.80		
G3	6.95	Q3	3.00	ψ 3	0.30		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	3.26	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	0.00	P3	281.36	N1	0.00	N3	119.10
P2	159.19	P4	125.37	N2	168.19	N4	84.89

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA							
α	0.02642						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.76	M*	73.11				
a1	0.73	a0*	0.25				
a2	0.60	a0* > max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.34 %	
VERIFICA NON LINEARE							
dk0	0.19	d0*	0.24	ds*	0.04		
SDe1	0.09	du*	0.10				
SDe2	0.04	du* > max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA			

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.0333				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.84	M*	52.57		
a1	0.73	a0*	0.29		
a2	1.09	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.27 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.2	d0*	0.24	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.09		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.11037				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.89	M*	19.1		
a1	0.73	a0*	0.98		
a2	2.08	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.47 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.27	d0*	0.3	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.12		
SDe2	0.09	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 18

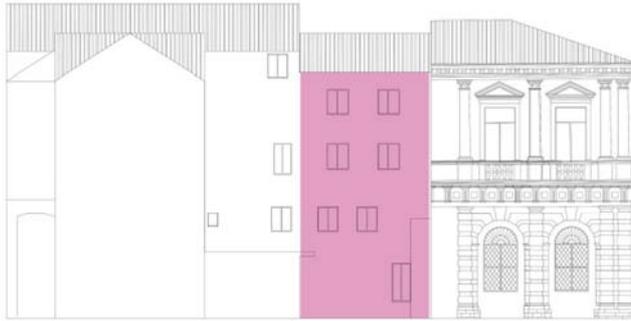


Figura 8.24- Prospetto Est, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	4.10	b1	1.10	d1	0.83
H	14.3	h2	3.40	b2	0.50	d2	0.38
z	0.00	h3	3.40	b3	0.50	d3	0.38
htot	14.30	h4	3.40	b4	0.50	d4	0.38
l	7.53	A1apert	2.99	A2apert	3.84	A4apert	4.16
Asolaio	20.71	Acop	15.83	A3apert	4.16		
CARICHI AGENTI							
G1	6.28	Q1	3.00	ψ 1	0.30		
G2	6.28	Q2	6.00	ψ 2	0.80		
G3	6.95	Q3	6.00	ψ 3	0.80		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	3.26	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	552.08	P3	192.98	N1	148.70	N3	229.47
P2	195.86	P4	192.98	N2	229.47	N4	121.61

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA								
α	0.0343							
VERIFICA LINEARE								
e*	0.74	M*	140.56					
a1	0.73	a0*	0.34					
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)				NON VERIFICATA	0.47 %	
VERIFICA NON LINEARE								
dk0	0.24	d0*	0.32	ds*	0.05			
SDe1	0.09	du*	0.13					
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)				VERIFICATA		

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO 3PIANI					
α	0.0354				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.81	M*	95.9		
a1	0.73	a0*	0.32		
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.44 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.2	d0*	0.25	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.10		
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.0602				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.83	M*	62.71		
a1	0.73	a0*	0.52		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.39 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.24	d0*	0.29	ds*	0.05
SDe1	0.08	du*	0.11		
SDe2	0.05	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.1141				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.89	M*	28.55		
a1	0.73	a0*	0.93		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.48 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.27	d0*	0.3	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.12		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI					
α	0.2476				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.74	M*	55.81		
a1	0.73	a0*	2.42		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	
ANGOLARE					
α	0.140748				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.9	M*	30.88		
a1	0.73	a0*	1.14		
a2	0.01	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 19

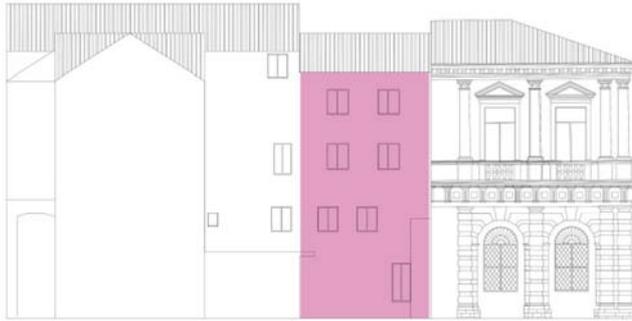


Figura 8.25- Prospetto Est, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	4.10	b1	0.70	d1	0.53
H	14.3	h2	3.40	b2	0.60	d2	0.45
z	0.00	h3	3.40	b3	0.60	d3	0.45
htot	14.30	h4	3.40	b4	0.60	d4	0.45
l	3.90	A1apert	2.99	A2apert	1.92	A4apert	2.08
Asolaio	1.19	Acop	1.25	A3apert	2.08		
CARICHI AGENTI							
G1	6.28	Q1	3.00	ψ 1	0.30		
G2	6.28	Q2	6.00	ψ 2	0.80		
G3	6.28	Q3	6.00	ψ 3	0.80		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	3.26	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	163.80	P3	120.74	N1	8.54	N3	13.19
P2	122.47	P4	120.74	N2	13.19	N4	8.10

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA							
α	0.0304						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.76	M*	44.12				
a1	0.73	a0*	0.29				
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.40 %	
VERIFICA NON LINEARE							
dk0	0.22	d0*	0.29	ds*	0.05		
SDe1	0.09	du*	0.11				
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA			

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO 3 PIANI					
α	0.0456				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.78	M*	31.52		
a1	0.63	a0*	0.43		
a2	0.63	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.68 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.24	d0*	0.3	ds*	0.05
SDe1	0.08	du*	0.12		
SDe2	0.03	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.0747				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.8	M*	21.53		
a1	0.73	a0*	0.68		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.51 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.26	d0*	0.32	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.13		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.1576				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.95	M*	12.48		
a1	0.73	a0*	1.20		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.62 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.28	d0*	0.3	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.12		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI					
α	0.34456				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.93	M*	24.86		
a1	0.73	a0*	2.70		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	
ANGOLARE					
α	0.194666				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.94	M*	26.16		
a1	0.63	a0*	1.51		
a2	0.01	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 20

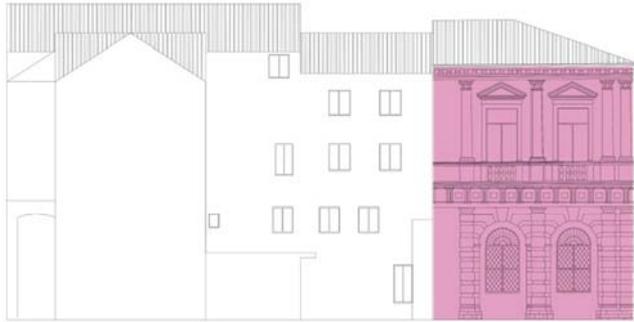


Figura 8.26- Prospetto Est, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.00	d1	0.00
H	14.3	h2	7.50	b2	1.60	d2	1.45
z	0.00	h3	3.40	b3	0.60	d3	0.45
htot	14.30	h4	3.40	b4	0.60	d4	0.45
l	11.90	A1apert	0.00	A2apert	8.48	A4apert	1.19
Asolaio	3.20	Acop	31.64	A3apert	7.99		
CARICHI AGENTI							
G1	0.00	Q1	0.00	ψ 1	0.30	G10	6.50
G2	3.75	Q2	6.00	ψ 2	0.80		
G3	6.95	Q3	6.00	ψ 3	0.80		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	1.77	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	0.00	P3	350.68	N1	0.00	N3	35.46
P2	2326.18	P4	424.14	N2	27.36	N4	66.82
N10	36.16						

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA			
α	0.0796		
VERIFICA LINEARE			
e*	0.74	M*	242.61
a1	0.73	a0*	0.79
a2	0.00	a0* > max(a1;a2) VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.069				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.82	M*	72.9		
a1	0.73	a0*	0.61		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.46 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.26	d0*	0.32	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.13		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.1499				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.92	M*	45.87		
a1	0.73	a0*	1.19		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.61 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.29	d0*	0.31	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.12		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI					
α	0.3846				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.89	M*	79.54		
a1	0.73	a0*	3.14		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	
ANGOLARE					
α	0.19545				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.94	M*	26.16		
a1	0.63	a0*	1.52		
a2	0.01	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 21



Figura 8.27- Sezione, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	4.10	b1	0.46	d1	0.36
H	14.3	h2	3.40	b2	0.46	d2	0.36
z	0.00	h3	3.40	b3	0.46	d3	0.36
htot	14.30	h4	3.40	b4	0.46	d4	0.36
l	9.93	A1apert	11.85	A2apert	14.30	A4apert	14.30
Asolaio	8.28	Acop	21.20	A3apert	14.30		
CARICHI AGENTI							
G1	6.28	Q1	4.00	$\psi 1$	0.60		
G2	6.28	Q2	4.00	$\psi 2$	0.60		
G3	6.28	Q3	4.00	$\psi 3$	0.60		
G4	3.38	Q4	0.50	$\psi 4$	0.00		
Gcop	3.26	Qneve	0.80	$\psi neve$	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	205.04	P3	132.99	N1	71.87	N3	71.87
P2	132.99	P4	132.99	N2	71.87	N4	99.58

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA							
α	0.0255						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.77	M*	72.16				
a1	0.73	a0*	0.24				
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.33 %	
VERIFICA NON LINEARE							
dk0	0.2	d0*	0.26	ds*	0.04		
SDe1	0.09	du*	0.10				
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA			

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO 3 PIANI					
α	0.0389				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.8	M*	52.18		
a1	0.73	a0*	0.35		
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.48 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.23	d0*	0.29	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.12		
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.0585				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.82	M*	36.62		
a1	0.73	a0*	0.52		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.39 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.24	d0*	0.3	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.12		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.1096				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.89	M*	21.17		
a1	0.73	a0*	0.89		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.46 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.26	d0*	0.3	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.12		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI					
α	0.2929				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.69	M*	30.92		
a1	0.73	a0*	3.07		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

TAGLIO							
α	0,1609						
VERIFICA LINEARE							
e^*	0,99	M^*	23,6				
a_1	0,73	a_0^*	1,18				
a_2	1,94	$a_0^* > \max(a_1; a_2)$		NON VERIFICATA			0,61
VERIFICA NON LINEARE							
dk_0	0,56	d_0^*	0,96	ds^*	0,15		
SDe_1	0,09	du^*	0,38				
SDe_2	0,09	$du^* > \max(SDe_1; SDe_2)$		VERIFICATA			

Macroelemento 22

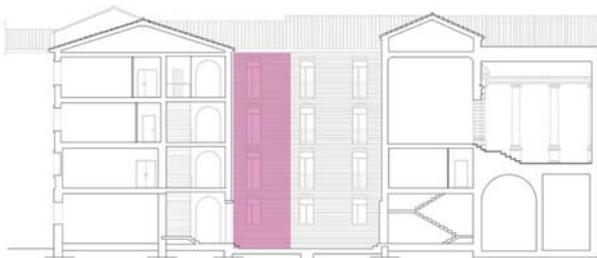


Figura 8.28- Sezione, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h_1	4.10	b_1	0.75	d_1	0.56
H	14.3	h_2	3.40	b_2	0.46	d_2	0.36
z	0.00	h_3	3.40	b_3	0.46	d_3	0.36
$htot$	14.30	h_4	3.40	b_4	0.46	d_4	0.36
l	4.85	A_{1apert}	2.50	A_{2apert}	2.86	A_{4apert}	2.86
A_{solaio}	13.39	A_{cop}	21.66	A_{3apert}	2.86		
CARICHI AGENTI							
G_1	6.28	Q_1	3.00	ψ_1	0.30		
G_2	6.28	Q_2	3.00	ψ_2	0.30		
G_3	6.28	Q_3	3.00	ψ_3	0.30		
G_4	3.38	Q_4	0.50	ψ_4	0.00		
G_{cop}	3.26	Q_{neve}	0.80	ψ_{neve}	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P_1	234.70	P_3	112.86	N_1	96.14	N_3	96.14
P_2	112.86	P_4	112.86	N_2	96.14	N_4	115.87

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA					
α	0.0247				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.76	M*	75.36		
a1	0.73	a0*	0.24		
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.33 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.19	d0*	0.25	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.10		
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO 3 PIANI					
α	0.0319				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.81	M*	53.12		
a1	0.73	a0*	0.29		
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.40 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.19	d0*	0.24	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.10		
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.0524				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.83	M*	37.11		
a1	0.73	a0*	0.46		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.35 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.23	d0*	0.27	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.1017				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.9	M*	21		
a1	0.73	a0*	0.82		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA	0.42 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.26	d0*	0.29	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.12		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA	

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI					
α	0.2861				
VERIFICA LINEARE					
e^*	0.65	M^*	29.18		
a_1	0.73	a_0^*	3.18		
a_2	1.33	$a_0^* > \max(a_1; a_2)$		VERIFICATA	

Macroelemento 23



Figura 8.29- Sezione, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h_1	4.10	b_1	0.75	d_1	0.56
H	14.3	h_2	3.40	b_2	0.46	d_2	0.36
z	0.00	h_3	3.40	b_3	0.46	d_3	0.36
$htot$	14.30	h_4	3.40	b_4	0.46	d_4	0.36
l	7.45	A_{1apert}	5.00	A_{2apert}	5.72	A_{4apert}	5.72
A_{solaio}	3.62	A_{cop}	32.27	A_{3apert}	5.72		
CARICHI AGENTI							
G_1	6.28	Q_1	3.00	ψ_1	0.30		
G_2	6.28	Q_2	3.00	ψ_2	0.30		
G_3	6.28	Q_3	3.00	ψ_3	0.30		
G_4	3.38	Q_4	0.50	ψ_4	0.00		
G_{cop}	3.26	Q_{neve}	0.80	ψ_{neve}	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P_1	344.86	P_3	162.37	N_1	25.99	N_3	25.99
P_2	162.37	P_4	162.37	N_2	25.99	N_4	117.44

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA					
α	0.02828				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.72	M*	75.05		
a1	0.73	a0*	0.29		
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.40 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.21	d0*	0.29	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO 3 PIANI					
α	0.0329				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.79	M*	52.69		
a1	0.73	a0*	0.30		
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.41 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.2	d0*	0.25	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.10		
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.0524				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.81	M*	38.77		
a1	0.73	a0*	0.47		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.35 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.22	d0*	0.27	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.10625				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.89	M*	25.45		
a1	0.73	a0*	0.87		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.45 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.25	d0*	0.29	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI			
α	0.3505		
VERIFICA LINEARE			
e^*	0.71	M^*	33.75
a_1	0.73	a_0^*	3.60
a_2	1.33	$a_0^* > \max(a_1; a_2)$	VERIFICATA

Macroelemento 24

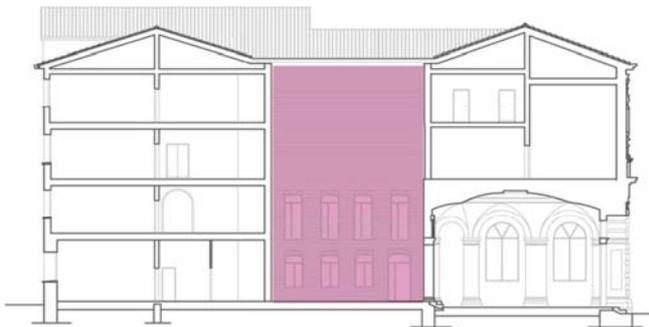


Figura 8.30- Sezione, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h_1	0.00	b_1	0.00	d_1	0.00
H	14.3	h_2	4.10	b_2	0.65	d_2	0.49
z	0.00	h_3	3.40	b_3	0.65	d_3	0.49
$htot$	14.30	h_4	6.80	b_4	0.45	d_4	0.34
l	10.70	A_{1apert}	0.00	A_{2apert}	10.52	A_{4apert}	0.00
A_{solaio}	29.10	A_{cop}	20.70	A_{3apert}	11.44		
CARICHI AGENTI							
G_1	0.00	Q_1	0.00	ψ_1	0.00		
G_2	6.28	Q_2	4.00	ψ_2	0.60		
G_3	6.28	Q_3	6.00	ψ_3	0.80		
G_4	0.62	Q_4	0.50	ψ_4	0.00		
G_{cop}	4.27	Q_{neve}	0.80	ψ_{neve}	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P_1	0.00	P_3	291.80	N_1	0.00	N_3	322.43
P_2	390.20	P_4	589.36	N_2	252.59	N_4	106.43

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA					
α	0.02917				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.79	M*	156.6		
a1	0.73	a0*	0.27		
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.37 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.21	d0*	0.26	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.0451				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.8	M*	106.22		
a1	0.73	a0*	0.41		
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.56 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.23	d0*	0.29	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.12		
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.0495				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.91	M*	64.63		
a1	0.73	a0*	0.39		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0.29 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.19	d0*	0.21	ds*	0.03
SDe1	0.09	du*	0.09		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		

Macroelemento 25

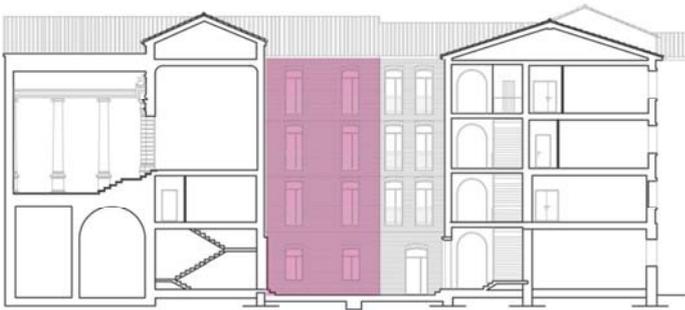


Figura 8.31- Sezione, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	4.10	b1	0.65	d1	0.49
H	14.3	h2	3.40	b2	0.50	d2	0.38
z	0.00	h3	3.40	b3	0.50	d3	0.38
htot	14.30	h4	3.40	b4	0.50	d4	0.38
l	7.65	A1apert	5.00	A2apert	5.72	A4apert	5.72
Asolaio	2.40	Acop	24.42	A3apert	5.72		
CARICHI AGENTI							
G1	6.28	Q1	3.00	ψ 1	0.30		
G2	6.28	Q2	6.00	ψ 2	0.80		
G3	6.28	Q3	3.00	ψ 3	0.30		
G4	3.38	Q4	0.50	ψ 4	0.00		
Gcop	1.77	Qneve	0.80	ψ neve	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	308.47	P3	182.61	N1	17.23	N3	17.23
P2	182.61	P4	182.61	N2	26.59	N4	51.34

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA							
α	0.0277						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.73	M*	72.54				
a1	0.73	a0*	0.27				
a2	0.00	a0* > max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.37 %	
VERIFICA NON LINEARE							
dk0	0.2	d0*	0.27	ds*	0.04		
SDe1	0.09	du*	0.11				
SDe2	0.00	du* > max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA			

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO 3 PIANI					
α	0.0376				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.78	M*	50.84		
a1	0.73	a0*	0.35		
a2	0.73	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0.48 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.21	d0*	0.27	ds*	0.04
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.04	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO 2 PIANI					
α	0.06				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.8	M*	35.33		
a1	0.73	a0*	0.55		
a2	1.33	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0.41 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.23	d0*	0.28	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO					
α	0.1233				
<i>VERIFICA LINEARE</i>					
e*	0.9	M*	21.38		
a1	0.73	a0*	1.00		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0.52 %	
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>					
dk0	0.25	d0*	0.28	ds*	0.05
SDe1	0.09	du*	0.11		
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)	VERIFICATA		

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 26

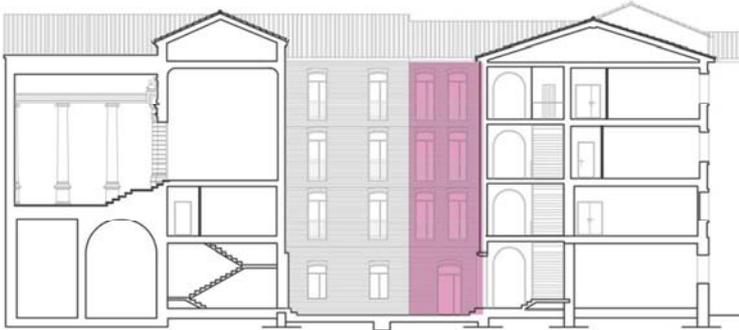


Figura 8.21- Sezione, viene evidenziato il macroelemento considerato

Vengono di seguito riportate delle tabelle, nella prima sono presenti i dati geometrici e i valori delle forze agenti sul macroelemento considerato, nelle successive vengono invece riportati i risultati delle verifiche eseguite per ogni meccanismo considerato.

DATI GEOMETRICI							
n	4.00	h1	0.00	b1	0.00	d1	0.00
H	14.3	h2	7.50	b2	0.55	d2	0.41
z	0.00	h3	3.40	b3	0.55	d3	0.41
htot	14.30	h4	3.40	b4	0.55	d4	0.41
l	4.70	A1apert	0.00	A2apert	4.24	A4apert	5.72
Asolaio	20.60	Acop	17.20	A3apert	5.72		
CARICHI AGENTI							
G1	0.00	Q1	0.00	$\psi 1$	0.00	G10	6.50
G2	3.75	Q2	3.00	$\psi 2$	0.30		
G3	6.28	Q3	3.00	$\psi 3$	0.30		
G4	3.38	Q4	0.50	$\psi 4$	0.00		
Gcop	1.77	Qneve	0.80	$\psi neve$	0.00		
FORZE EQUIVALENTI							
P1	0.00	P3	101.57	N1	0.00	N3	147.91
P2	307.00	P4	101.57	N2	95.79	N4	100.07
N10	152.44						

Meccanismi indagati:

RIBALTAMENTO GLOBALE DI FACCIATA							
α	0.02						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.82	M*	71.46				
a1	0.73	a0*	0.18				
a2	0.00	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.25 %	
VERIFICA NON LINEARE							
dk0	0.19	d0*	0.24	ds*	0.04		
SDe1	0.09	du*	0.09				
SDe2	0.00	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA			

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

RIBALTAMENTO 2 PIANI						
α	0.0668					
<i>VERIFICA LINEARE</i>						
e*	0.84	M*	38.61			
a1	0.73	a0*	0.58			
a2	1.29	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.45 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>						
dk0	0.28	d0*	0.33	ds*	0.05	
SDe1	0.09	du*	0.13			
SDe2	0.06	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA		
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO						
α	0.1218					
<i>VERIFICA LINEARE</i>						
e*	0.9	M*	18.49			
a1	0.73	a0*	0.98			
a2	1.87	a0*>max(a1;a2)		NON VERIFICATA		0.52 %
<i>VERIFICA NON LINEARE</i>						
dk0	0.31	d0*	0.34	ds*	0.05	
SDe1	0.09	du*	0.14			
SDe2	0.07	du*>max(SDe1;SDe2)		VERIFICATA		
FLESSIONE ULTIMI DUE PIANI						
α	0.2846					
<i>VERIFICA LINEARE</i>						
e*	0.69	M*	31.93			
a1	0.73	a0*	2.98			
a2	1.29	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA		

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

8.3.3 Tabella riassuntiva dei meccanismi di collasso studiati

Viene di seguito riportata una tabella riassuntiva con i risultati ottenuti per i diversi meccanismi di collasso studiati per ogni macroelemento:

MACROELEMENTO	MECCANISMO	LC1 (Fc=1.35)			TIRANTI
		α	SLV lineare	SLV non lineare	
Macroelemento 1	Ribaltamento globale di facciata	0,057472	0,75%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,078733	0,51%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,154649	0,65%	SI	/
Macroelemento 2	Ribaltamento globale di facciata	0,02088	0,27%	0,87%	1
	Ribaltamento fuori piano 3p	0,032303	0,42%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,047314	0,31%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,101658	0,42%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,273126	SI		/
Macroelemento 3	Ribaltamento globale di facciata	0,02488	0,34%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 3p	0,035833	0,50%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0368	0,25%	0,76%	1
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,078088	0,33%	0,79%	1
	Flessione ultimi due piani	0,224607	SI		/
Macroelemento 4	Ribaltamento globale di facciata	0,0271	0,37%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,03609	0,23%	0,76%	1
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,08034	0,33%	0,79%	1
	Flessione ultimi due piani	0,2161	SI		/
Macroelemento 5	Ribaltamento globale di facciata	0,0203	0,26%	0,84%	1
	Ribaltamento fuori piano 3p	0,03551	0,44%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,059643	0,39%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,115232	0,49%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,265496	SI		/
Macroelemento 6	Ribaltamento globale di facciata	0,03545	0,46%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0603	0,80%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,0786	0,47%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,22208	SI		/
Macroelemento 7	Ribaltamento fuori piano 2p	0,08178	0,57%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,145548	0,61%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,437197	SI		/
Macroelemento 8	Ribaltamento fuori piano 2p	0,040379	0,26%	0,83%	1
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,03848	0,20%	0,72%	1
Macroelemento 9	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0544	0,37%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,111663	0,47%	SI	/
	Taglio	0,636956	SI		/
Macroelemento 10	Ribaltamento fuori piano 2p	0,051227	0,35%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,1054	0,44%	SI	/
	Taglio	0,78103	SI		/
	Angolare	0,331204	SI		/
Macroelemento 11	Ribaltamento fuori piano 2p	0,05245	0,35%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,1058	0,45%	SI	/
	Angolare	0,1766	SI		/

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 12	Ribaltamento globale di facciata	0,01833	0,23%	0,78%	1
	Ribaltamento fuori piano 3p	0,0313	0,39%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0514	0,34%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,0987	0,41%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,2653	SI		/
	Taglio	0,5966	SI		/
Macroelemento 13	Ribaltamento fuori piano 3p	0,0337	0,43%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0483	0,39%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,1394	0,52%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,19332	SI		/
	Taglio	0,6014	SI		/
Macroelemento 14	Ribaltamento globale di facciata	0,0476	0,63%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0706	0,48%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,14603	0,61%	SI	/
Macroelemento 15	Ribaltamento globale di facciata	0,048	0,64%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,071598	0,50%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,1474	0,61%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,2071	SI		/
Macroelemento 16	Ribaltamento globale di facciata	0,0309	0,42%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 3p	0,04614	0,62%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0648	0,45%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,1317	0,55%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,3601	SI		/
Macroelemento 17	Ribaltamento globale di facciata	0,02642	0,34%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0333	0,27%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,1204	0,47%	SI	/
Macroelemento 18	Ribaltamento globale di facciata	0,0343	0,47%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 3p	0,0354	0,44%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0602	0,39%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,1141	0,48%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,2476	SI		/
Macroelemento 19	Angolare	0,140748	SI		/
	Ribaltamento globale di facciata	0,0304	0,40%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 3p	0,0456	0,58%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0747	0,51%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,1576	0,62%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,3446	SI		/
Macroelemento 20	Angolare	0,194666	SI		/
	Ribaltamento globale di facciata	0,0796	SI		/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,069	0,46%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,01499	0,61%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,3846	SI		/
Macroelemento 21	Angolare	0,19545	SI		/
	Ribaltamento globale di facciata	0,0255	0,33%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 3p	0,0389	0,48%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0585	0,39%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,1096	0,46%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,2929	SI		/
	Taglio	0,1609	0,61%	SI	/

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 22	Ribaltamento globale di facciata	0,0247	0,33%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 3p	0,0319	0,40%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0524	0,35%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,1017	0,42%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,2861	SI		/
Macroelemento 23	Ribaltamento globale di facciata	0,02828	0,40%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 3p	0,0329	0,42%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0524	0,35%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,10625	0,45%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,3505	SI		/
Macroelemento 24	Ribaltamento globale di facciata	0,0292	0,37%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0451	0,56%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,0495	0,30%	SI	/
Macroelemento 25	Ribaltamento globale di facciata	0,0277	0,38%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 3p	0,0376	0,48%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,06	0,41%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,1233	0,52%	SI	/
Macroelemento 26	Ribaltamento globale di facciata	0,02	0,25%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0668	0,45%	SI	/
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,1218	0,53%	SI	/
	Flessione ultimi due piani	0,2846	SI		/

8.3.4 Determinazione dello spostamento ultimo dovuto allo sfilamento del solaio all'ultimo piano

Per ogni macroelemento è stato studiato un particolare meccanismo di ribaltamento globale caratterizzato dallo sfilamento del solaio all'ultimo piano.

Per definire l'angolo per il quale non si ha più l'appoggio dell'ultimo orizzontamento si è proceduto geometricamente, ricavato così il nuovo angolo Θ è stato calcolato anche un altro valore dello spostamento du^* . I carichi considerati in questa analisi sono gli stessi utilizzati nell'analisi del meccanismo di collasso rappresentato dal ribaltamento globale di facciata togliendo però la forza N_4 esercitata sulla struttura all'ultimo livello.

Di seguito viene riportata una tabella riassuntiva con i valori di Θ e du^* determinati sia per il ribaltamento con sfilamento del solaio sia per il ribaltamento globale di facciata studiato in precedenza.

MACROELEMENTO	SFILAMENTO DEL SOLAIO		RIBALTAMENTO GLOBALE	
	Θ (°)	du^* (cm)	Θ (°)	du^* (cm)
ME1	1,23896	3,14	0,063724	0,23
ME2	0,87199	2,86	0,020876	0,08
ME3	0,673220	2,14	0,02488	0,09
ME4	0,673220	2,07	0,027105	0,10
ME5	1,14495	3,28	0,020294	0,08
ME6	0,87263	2,47	0,035433	0,12
ME7	2,68965	0,29	0,081599	0,15
ME8	1,64	1,64	0,04036	0,08
ME9	2,29	1,27	0,05434	0,10
ME10	2,29	1,27	0,051185	0,11
ME11	2,29	1,62	0,0524	0,10
ME12	1,019	3,05	0,018326	0,07
ME13	1,09903	3,73	0,042832	0,18
ME14	1,88201	2,47	0,04757	0,13
ME15	1,88201	2,44	0,047966	0,13
ME16	1,20498	3,29	0,03087	0,12
ME17	1,07774	2,93	0,026416	0,10
ME18	0,97508	2,89	0,03431	0,13
ME19	1,25518	3,52	0,03044	0,11
ME20	1,14788	2,76	0,080614	0,25
ME21	1,06477	3,16	0,02545	0,10
ME22	0,90683	2,77	0,02468	0,10
ME23	0,90683	2,81	0,028275	0,11
ME24	1,09169	2,98	0,029162	0,11
ME25	0,95418	2,97	0,02766	0,11
ME26	1,06898	3,20	0,0232	0,09

8.4 Analisi specifiche per i diversi macroelementi preesistenti o meno rispetto all'intervento del 1962

Fino a questo momento non è stata fatta distinzione fra le murature ricostruite negli anni sessanta e quelle preesistenti, per ogni macroelemento nelle analisi eseguite sono state ipotizzate le dimensioni del cordolo, considerandolo pari a metà dello spessore della muratura.

Lo studio del comportamento dell'edificio è stato approfondito suddividendo le due tipologie di muratura presenti e analizzando per ciascuna di esse particolari meccanismi di collasso che meglio possano rappresentare l'effettivo comportamento delle stesse in caso di sisma. L'ipotesi di partenza è quella di considerare i solai infinitamente rigidi, e questo permette, nel caso di sfilamento del solaio, di poter considerare la redistribuzione del peso dell'orizzontamento sulle tre pareti restanti.

Nello specifico sono stati analizzati:

- Per le murature realizzate nel 1962, il ribaltamento dell'ultimo piano trattenuto da cordolo; nei dettagli costruttivi del progetto infatti è rappresentato un cordolo avente lo stesso spessore del muro.
- Per le murature preesistenti invece è stato considerato il ribaltamento globale di facciata considerando la forza di trattenimento dovuta al cordolo e calcolando geometricamente l'angolo di sfilamento dei solai ad ogni livello fino ad arrivare all'angolo grazie al quale il momento stabilizzante diventa pari a zero e calcolando lo spostamento finale d_u^* per tale configurazione; infine è stata realizzata la curva di capacità di tale meccanismo.

8.4.1 Macroelementi con cordolo in c.a. in spessore

Dei ventisei macroelementi in cui è stato suddiviso l'edificio solo dieci appartengono all'intervento degli anni sessanta. In particolare di questo gruppo fanno parte i macroelementi 7-10-11-12-13-17-18-21-22-23 appartenenti al lato Sud ed Est dell'edificio e alla corte interna sui lati Est e Sud.

Come già accennato per questa tipologia è stato studiato il ribaltamento fuori piano dell'ultimo livello trattenuto da un cordolo in calcestruzzo.

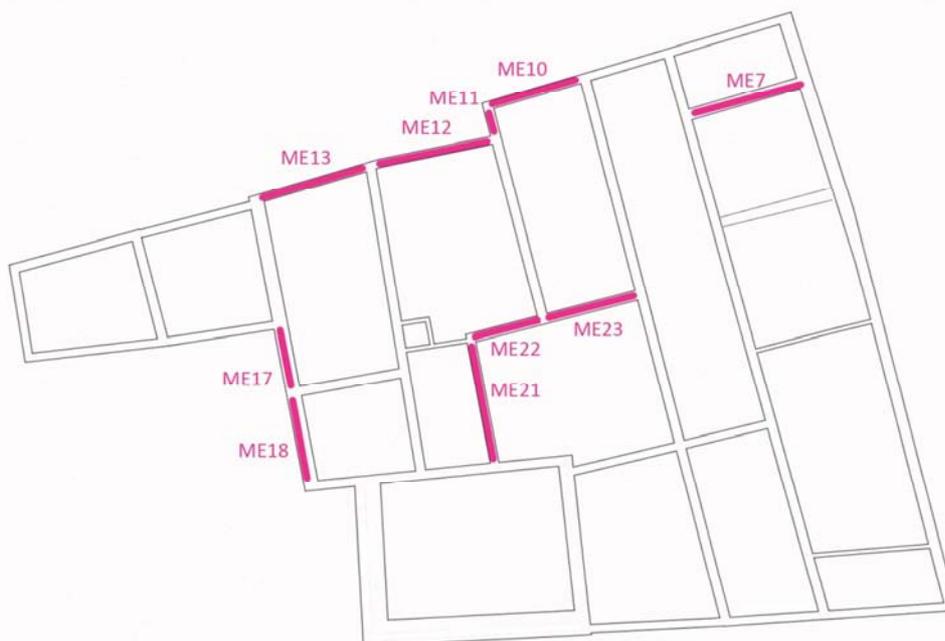


Figura 8.22 – Individuazione in pianta dei macroelementi appartenenti all'intervento del 1962

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Nel caso della parete coronata in sommità da un cordolo in muratura l'azione di contenimento del cordolo si trasmette alla muratura grazie all'attrito che si esplica tra questa e il cordolo sovrastante. L'altezza di questo elemento è per cui un parametro condizionante l'efficacia dell'incatenamento stesso.

Lo schema assunto è quello riportato nella figura seguente:

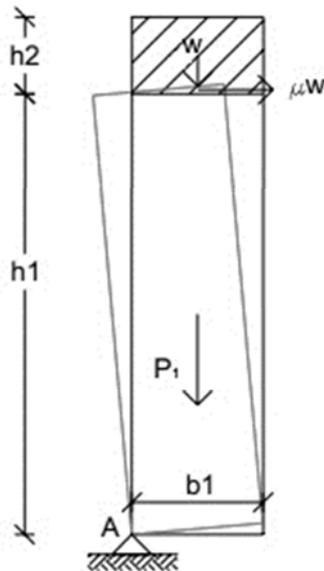


Figura 8.23 – Schema per una parete vincolata a tiranti mediante un cordolo di coronamento.

Dove:

- P_1 : peso proprio della parete;
- h_1 : altezza della parete;
- b_1 : spessore della parete;
- μ : coefficiente di attrito cordolo-muro, il cui valore è stato assunto pari a 0,4;
- W : peso proprio del cordolo;
- h_2 : altezza del cordolo
- b_2 : spessore del cordolo (pari a quello della muratura).

Il coefficiente di attivazione di tale meccanismo è:

$$\alpha = 2f * \frac{h_2}{h_1} + \frac{b * (h_1 + h_2)}{h_1^2}$$

I dieci macroelementi per i quali è stato studiato questo meccanismo di collasso presentano all'ultimo livello le stesse dimensioni della parete e del cordolo:

CORDOLO		MURATURA	
γ	25,00	γ	18,00
h	0,4	h	3,00
b	0,46	b	0,46
μ	0,4		

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

L'unico parametro che cambia è il peso della parete considerata, esso infatti dipende dalla lunghezza del setto murario e anche dall'area delle aperture presenti.

Vengono riportate di seguito le verifiche svolte per i sei macroelementi considerati.

Macroelemento 7

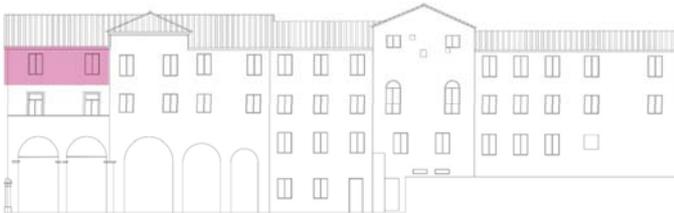


Figura 8.24 –Prospetto Sud in cui viene evidenziato il macroelemento considerato

PESI CONSIDERATI NELL'ANALISI

W 40.94 **P** 197.23 **N** 80.7 **μW** 48.656

RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO CON CORDOLO

α 0.32

VERIFICA LINEARE

e* 0.86 **M*** 27.91

a1 0.73 **a0*** 2.74

a2 1.94 **a0*>max(a1;a2)** VERIFICATA

Macroelemento 10

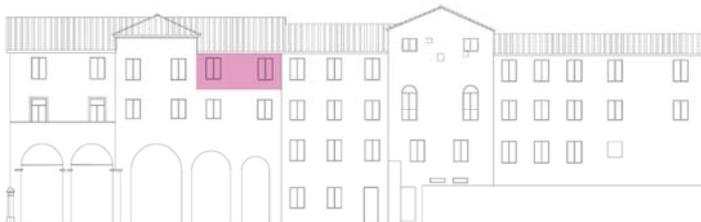


Figura 8.25 –Prospetto Sud in cui viene evidenziato il macroelemento considerato

PESI CONSIDERATI NELL'ANALISI						
W	34.68	P	151.822	N	108.33	μW 57.204
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO CON CORDOLO						
α	0.35					
VERIFICA LINEARE						
e*	0.87	M*	26.15			
a1	0.73	a0*	2.88			
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA			

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 11

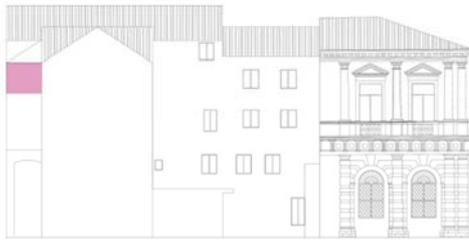


Figura 8.26–Prospetto Est in cui viene evidenziato il macroelemento considerato

PESI CONSIDERATI NELL'ANALISI							
W	10.35	P	55.89	N	29.71	μW	16.024
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO CON CORDOLO							
α	0.32						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.86	M*	8.42				
a1	0.73	a0*	2.74				
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA			

Macroelemento 12

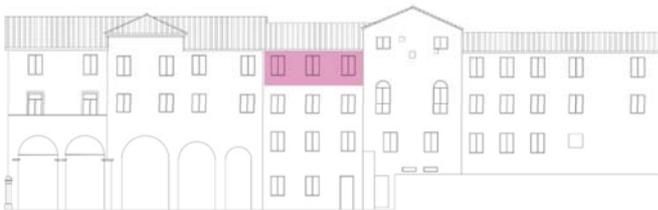


Figura 8.27–Prospetto Sud in cui viene evidenziato il macroelemento considerato

PESI CONSIDERATI NELL'ANALISI							
W	42.32	P	174.87	N	188.29	μW	92.24
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO CON CORDOLO							
α	0.36						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.88	M*	36.56				
a1	0.73	a0*	2.99				
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA			

Macroelemento 13

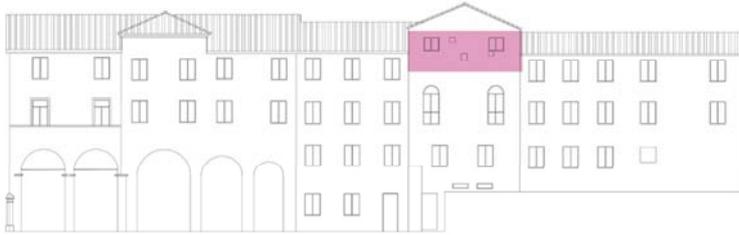


Figura 8.28–Prospetto Sud in cui viene evidenziato il macroelemento considerato

PESI CONSIDERATI NELL'ANALISI

W 40.76 **P** 191.1 **N** 17.09 **μ W** 23.14

RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO CON CORDOLO

α 0.26

VERIFICA LINEARE

e* 0.87 **M*** 22.19

a1 0.73 **a0*** 2.19

a2 2.08 **a0*>max(a1;a2)** VERIFICATA

Macroelemento 17

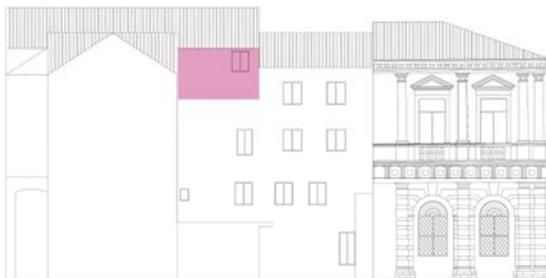


Figura 8.29– Prospetto Est in cui viene evidenziato il macroelemento considerato

PESI CONSIDERATI NELL'ANALISI

W 22.54 **P** 107.23 **N** 84.89 **μ W** 42.97

RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO CON CORDOLO

α 0.36

VERIFICA LINEARE

e* 0.88 **M*** 19.35

a1 0.73 **a0*** 3

a2 2.08 **a0*>max(a1;a2)** VERIFICATA

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 18

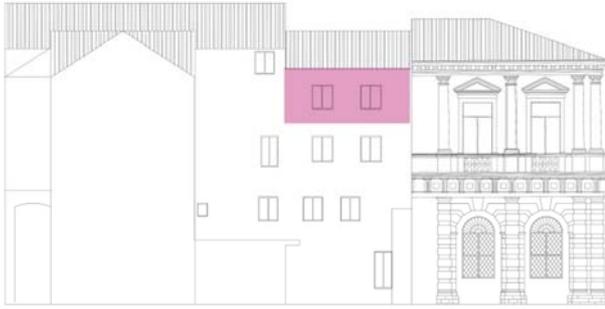


Figura 8.30– Prospetto Est in cui viene evidenziato il macroelemento considerato

PESI CONSIDERATI NELL'ANALISI

W 34.64 **P** 152.6 **N** 121.61 **μ W** 62.50

RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO CON CORDOLO

α 0.35

VERIFICA LINEARE

e* 0.87 **M*** 27.49

a1 0.73 **a0*** 2.94

a2 1.94 **a0*>max(a1;a2)** VERIFICATA

Macroelemento 21



Figura 8.31–Sezione in cui viene evidenziato il macroelemento considerato

PESI CONSIDERATI NELL'ANALISI					
W	41.08	P	103.42	N	99.58 μW 56.26
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO CON CORDOLO					
α	0.37				
VERIFICA LINEARE					
e*	0.89	M*	22.08		
a1	0.73	a0*	3.05		
a2	1.94	a0*>max(a1;a2)		VERIFICATA	

Macroelemento 22



Figura 8.32– Sezione in cui viene evidenziato il macroelemento considerato

PESI CONSIDERATI NELL'ANALISI							
W	22.31	P	96.79	N	115.87	μW	55.27
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO CON CORDOLO							
α	0.37						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.89	M*	21.28				
a1	0.73	a0*	3.04				
a2	1.94	a0* > max(a1;a2)		VERIFICATA			

Macroelemento 23

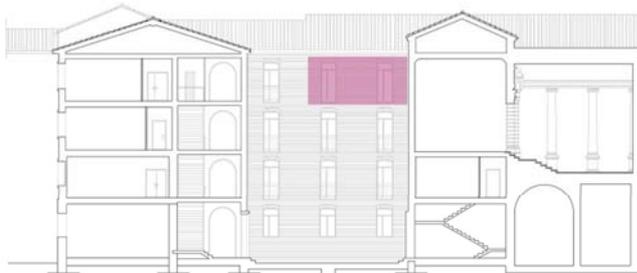


Figura 8.33– Sezione in cui viene evidenziato il macroelemento considerato

PESI CONSIDERATI NELL'ANALISI							
W	34.27	P	137.7	N	117.44	μW	60.68
RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO CON CORDOLO							
α	0.36						
VERIFICA LINEARE							
e*	0.88	M*	25.86				
a1	0.73	a0*	2.96				
a2	1.94	a0* > max(a1;a2)		VERIFICATA			

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Di seguito viene riportata una tabella relativa ai dieci macroelementi studiati nella quale vengono confrontati i risultati ottenuti nello studio del meccanismo di ribaltamento dell'ultimo piano semplice e con cordolo in c.a.

MACROELEMENTO	MECCANISMO	LC1 (Fc=1.35)		
		α	SLV lineare	SLV non lineare
Macroelemento 7	Ribaltamento semplice	0,1455	0,61%	Si
	Ribaltamento con cordolo	0,32	SI	
Macroelemento 10	Ribaltamento semplice	0,1054	0,44%	Si
	Ribaltamento con cordolo	0,35	SI	
Macroelemento 11	Ribaltamento semplice	0,1058	0,45%	Si
	Ribaltamento con cordolo	0,32	SI	
Macroelemento 12	Ribaltamento semplice	0,0987	0,41%	Si
	Ribaltamento con cordolo	0,36	SI	
Macroelemento 13	Ribaltamento semplice	0,1394	0,52%	Si
	Ribaltamento con cordolo	0,26	SI	
Macroelemento 17	Ribaltamento semplice	0,12037	0,47%	Si
	Ribaltamento con cordolo	0,36	SI	
Macroelemento 18	Ribaltamento semplice	0,1141	0,48%	Si
	Ribaltamento con cordolo	0,35	SI	
Macroelemento 21	Ribaltamento semplice	0,1096	0,46%	Si
	Ribaltamento con cordolo	0,37	SI	
Macroelemento 22	Ribaltamento semplice	0,1017	0,42%	Si
	Ribaltamento con cordolo	0,37	SI	
Macroelemento 23	Ribaltamento semplice	0,10625	0,45%	Si
	Ribaltamento con cordolo	0,36	SI	

Dai dati riportati si può concludere che, pur partendo dal medesimo livello di conoscenza, la presenza del cordolo in sommità migliora notevolmente il comportamento della parete, infatti la verifica lineare risulta sempre soddisfatta mentre nel caso in cui non si tiene conto del cordolo essa risulta soddisfatta sempre meno del 60%. Sarebbe opportuno per cui indagare sull'effettiva realizzazione di tale dispositivo di collegamento, verificando in questo modo la veridicità dei dettagli costruttivi relativi all'intervento del 1962.

8.4.2 Ribaltamento globale di facciata con sfilamento dei solai

Per i macroelementi che comprendono la muratura originale è stato studiato un altro tipo di meccanismo di collasso. In primo luogo viene considerato il ribaltamento globale di facciata aggiungendo il peso del cordolo ma non considerando la forza di attrito ad esso relativa poiché i valori così ottenuti sarebbero risultati sovrastimati e per cui si è scelto di procedere a favore di sicurezza. In secondo luogo vengono considerati gli angoli per i quali si ha lo sfilamento del solaio ai diversi livelli fino ad arrivare alla configurazione tale per cui il momento delle forze stabilizzanti risulta pari a zero, l'angolo relativo a tale configurazione è quello per il quale si ha il crollo del macroelemento. Anche per la seconda analisi non viene considerata la forza di attrito e il solaio viene considerato infinitamente rigido, in questo modo nel momento in cui non ha più l'appoggio nel macroelemento considerato riesce comunque a ripartire il suo peso nelle altre tre murature sulle quali appoggia, sulla base di questa ipotesi si è potuto andare avanti nello studio del cinematico senza considerare il crollo del solaio.

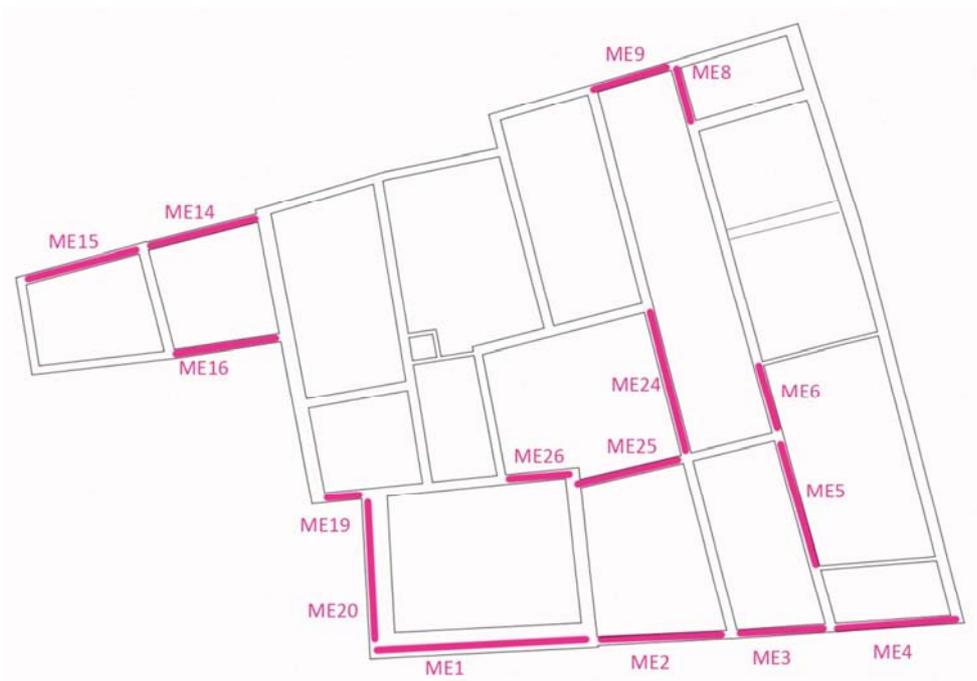


Figura 8.34- Individuazione in pianta dei macroelementi caratterizzati da murature presenti anche prima dell'intervento del 1962

8.4.2.1 Confronto nel ribaltamento globale di facciata

Nella seguente tabella vengono confrontati i risultati relativi alle verifiche eseguite per ciascun macroelemento considerando il cinematico di ribaltamento globale di facciata sia con contributo del cordolo sia senza contributo del cordolo

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

MACROELEMENTO	MECCANISMO	LC1 (Fc=1.35)		
		α	SLV lineare	SLV non lineare
Macroelemento 1	Ribaltamento semplice	0,05747	0,75%	SI
	Ribaltamento con cordolo	0,06206	0,81%	SI
Macroelemento 2	Ribaltamento semplice	0,02088	0,27%	0,89%
	Ribaltamento con cordolo	0,02012	0,26%	SI
Macroelemento 3	Ribaltamento semplice	0,02488	0,34%	SI
	Ribaltamento con cordolo	0,2408	0,33%	SI
Macroelemento 4	Ribaltamento semplice	0,02711	0,37%	SI
	Ribaltamento con cordolo	0,02611	0,35%	SI
Macroelemento 5	Ribaltamento semplice	0,0203	0,26%	0,89%
	Ribaltamento con cordolo	0,0196	0,25%	SI
Macroelemento 6	Ribaltamento semplice	0,03545	0,46%	SI
	Ribaltamento con cordolo	0,03454	0,45%	SI
Macroelemento 8	Ribaltamento semplice	0,04038	0,26%	0,83%
	Ribaltamento con cordolo	0,03979	0,26%	SI
Macroelemento 9	Ribaltamento semplice	0,05439	0,37%	SI
	Ribaltamento con cordolo	0,03979	0,37%	SI
Macroelemento 14	Ribaltamento semplice	0,0476	0,62%	SI
	Ribaltamento con cordolo	0,04648	0,62%	SI
Macroelemento 15	Ribaltamento semplice	0,04038	0,26%	0,83%
	Ribaltamento con cordolo	0,03979	0,26%	SI
Macroelemento 16	Ribaltamento semplice	0,05439	0,37%	SI
	Ribaltamento con cordolo	0,03979	0,37%	SI
Macroelemento 19	Ribaltamento semplice	0,04038	0,26%	0,83%
	Ribaltamento con cordolo	0,03979	0,26%	SI
Macroelemento 20	Ribaltamento semplice	0,05439	0,37%	SI
	Ribaltamento con cordolo	0,03979	0,37%	SI
Macroelemento 24	Ribaltamento semplice	0,03366	0,43%	SI
	Ribaltamento con cordolo	0,03305	0,44%	SI
Macroelemento 25	Ribaltamento semplice	0,05439	0,37%	SI
	Ribaltamento con cordolo	0,03979	0,37%	SI
Macroelemento 26	Ribaltamento semplice	0,03366	0,43%	SI
	Ribaltamento con cordolo	0,03305	0,44%	SI

Dai risultati ottenuti si deduce che considerare il cordolo in c.a. fa aumentare il momento stabilizzante ma anche quello ribaltante, per cui nella verifica lineare non sempre la situazione più vantaggiosa è quella con il cordolo, mentre nella verifica non lineare la condizione migliore è quella in cui è presente questo tipo di collegamento tra solaio e parete.

8.4.2.2 Analisi del cinematismo con sfilamento di solaio ai vari livelli e relativa curva di capacità

In questo paragrafo vengono riportati i risultati dello studio eseguito su ogni macroelemento preesistente all'intervento del 1962. In particolare vengono evidenziati gli angoli (in radianti), calcolati geometricamente, per i quali si ha lo sfilamento del solaio ai vari livelli (\ominus) fino all'annullamento del

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

momento stabilizzante, lo spostamento calcolato geometricamente considerando come punto di controllo quello in sommità della parete (d_{k0}) espresso in cm, lo spostamento spettrale dell'oscillatore equivalente (d_0^*) espresso in cm e infine l'accelerazione di attivazione del meccanismo (a_0^*).

Inoltre viene riportata la curva di capacità del meccanismo indagato, creata sulla base dei valori di a_0^* e i relativi valori di d_0^* : il primo tratto della curva rappresenta la configurazione iniziale fino allo sfilamento del primo solaio, il secondo tratto, con pendenza diversa, rappresenta la configurazione ruotata fino allo sfilamento del secondo solaio, si procede in questo modo fino a che l'accelerazione si annulla, ossia quando il momento stabilizzante si annulla e si ha il crollo della parete.

Si ricorda che i valori ottenuti nelle verifiche del meccanismo di ribaltamento globale di facciata con cordolo a ogni livello sono stati riportati nella tabella al paragrafo 8.4.2.1, in questa sede vengono riportati i valori utilizzati per la costruzione della curva di capacità.

Macroelemento 1

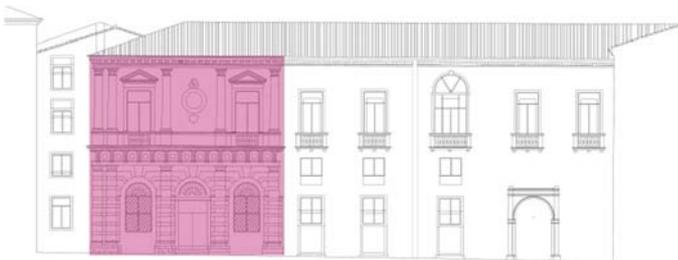


Figura 8.35- Prospetto Nord, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk_0	d_0^*	a_0^*
1	configurazione iniziale	0	0	0	0,63
	sfilamento solaio ultimo livello	0,021	0,3	0,197	0,59
	sfilamento solaio ultimi 2 livelli	0,042	0,60	0,35	0,39
	annullamento M_s (crollo)	0,051	0,73	0,39	0

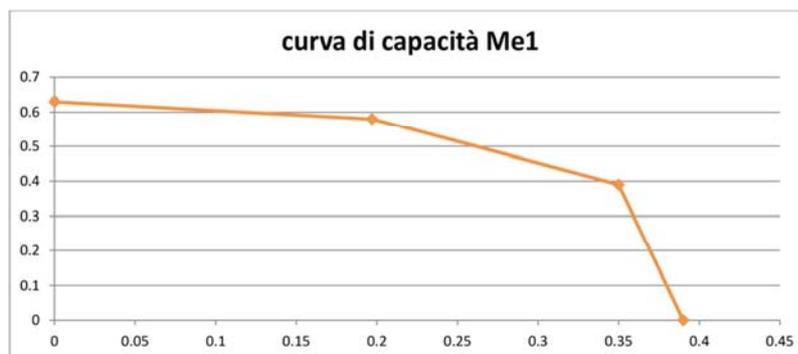


Figura 8.36- Curva di capacità del ME1

Macroelemento 2

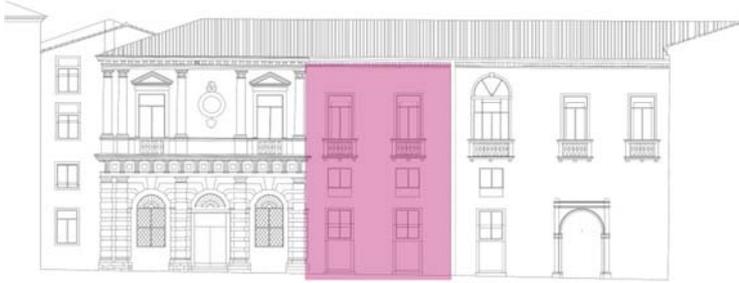


Figura 8.37- Prospetto Nord, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a ₀ *
2	configurazione iniziale	0	0	0	0,19
	sfilamento solaio ultimo livello	0,019	0,27	0,19	0,043
	annullamento Ms (crollo)	0,0232	0,33	0,21	0

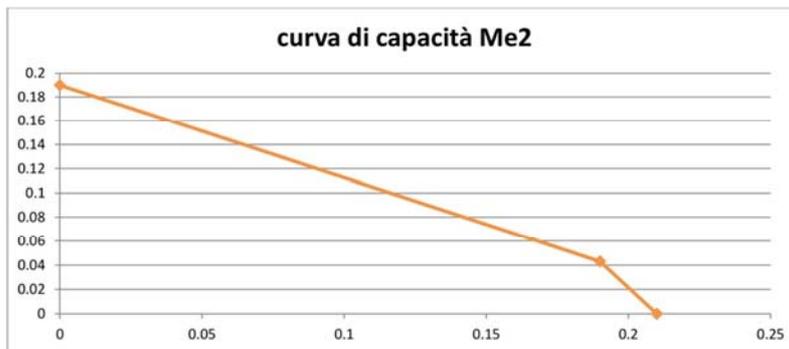


Figura 8.38- Curva di capacità del ME2

Macroelemento 3



Figura 8.39- Prospetto Nord, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a ₀ *
3	configurazione iniziale	0	0	0	0,25
	sfilamento solaio ultimo livello	0,018	0,26	0,17	0,12
	sfilamento solaio ultimi 2 livelli	0,026	0,37	0,22	0,039
	annullamento Ms (crollo)	0,0296	0,42	0,25	0

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

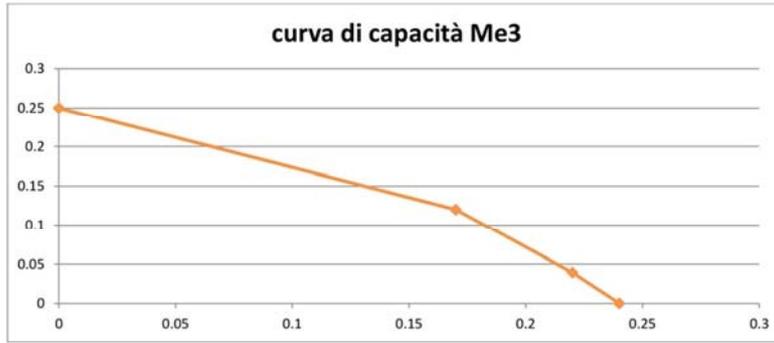


Figura 8.40- Curva di capacità del ME3

Macroelemento 4



Figura 8.41- Prospetto Nord, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a ₀ *
4	configurazione iniziale	0	0	0	0,25
	sfilamento solaio ultimo livello	0,018	0,26	0,17	0,12
	sfilamento solaio ultimi 2 livelli	0,026	0,37	0,22	0,039
	annullamento Ms (crollo)	0,0296	0,42	0,25	0

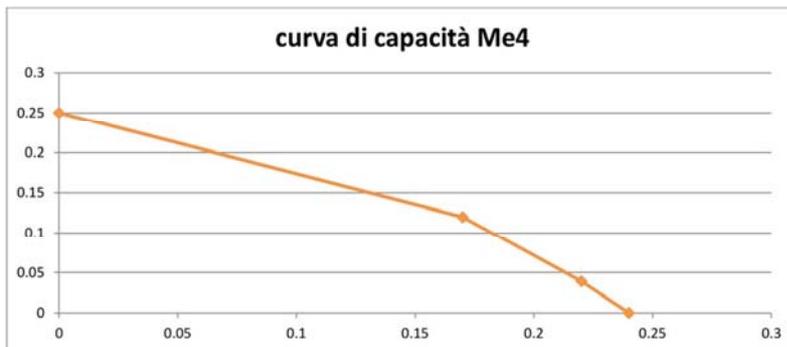


Figura 8.42- Curva di capacità del ME4

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 5

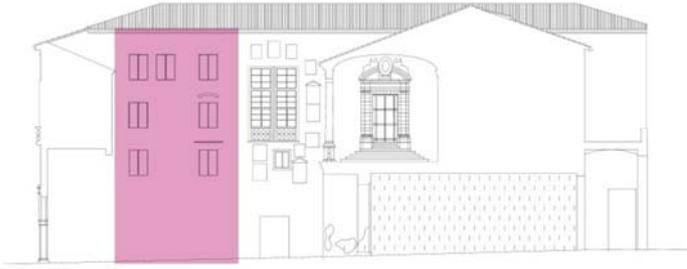


Figura 8.43- Prospetto Ovet, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a_0^*
5	configurazione iniziale	0	0	0	0,1823
	sfilamento solaio ultimo livello	0,02	0,29	0,18	0,0266
	annullamento Ms (crollo)	0,024	0,34	0,21	0

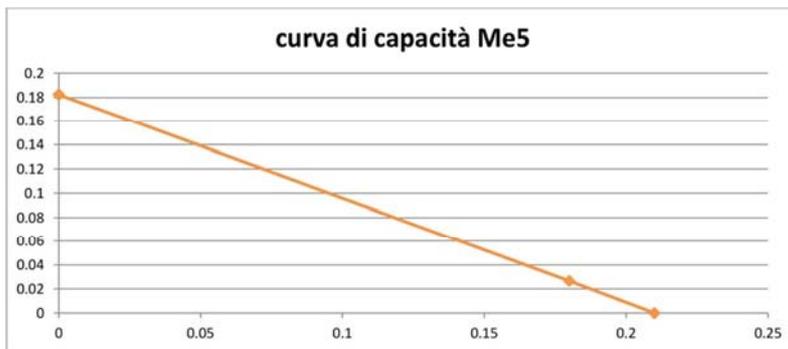


Figura 8.44- Curva di capacità del ME5

Macroelemento 6

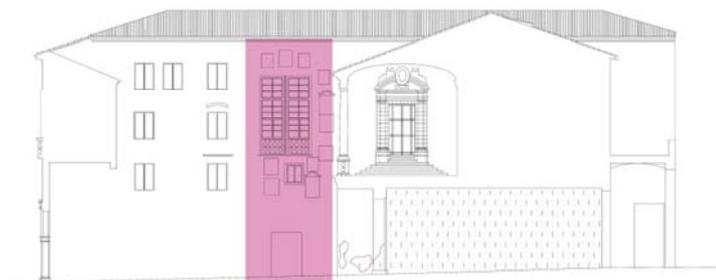


Figura 8.45- Prospetto Ovet, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a_0^*
6	configurazione iniziale	0	0	0	0,3276
	sfilamento solaio ultimo livello	0,0155	0,22	0,136	0,29
	annullamento Ms (crollo)	0,0388	0,57	0,32	0

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

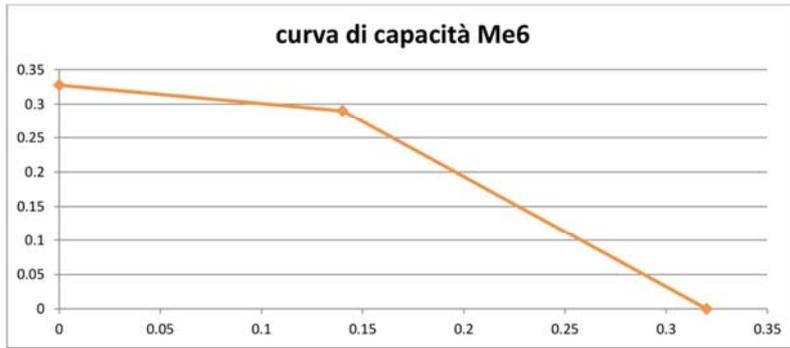


Figura 8.46- Curva di capacità del ME6

Macroelemento 8

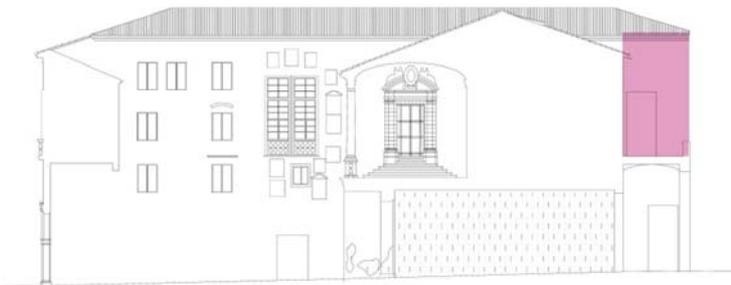


Figura 8.47- Prospetto Ovest, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a_0^*
8	configurazione iniziale	0	0	0	0,469
	sfilamento solaio ultimo livello	0,013	0,19	0,13	0,38
	annullamento Ms (crollo)	0,03	0,43	0,25	0

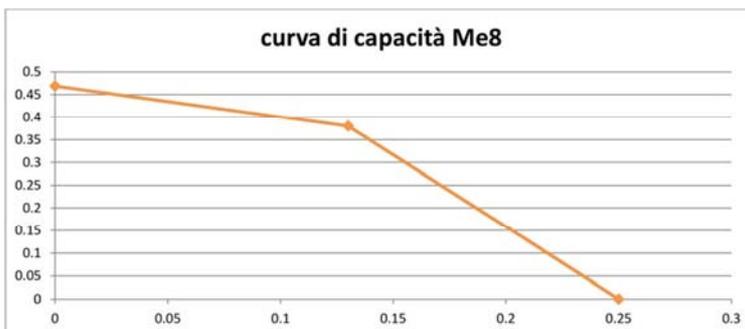


Figura 8.48- Curva di capacità del ME8

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento 9

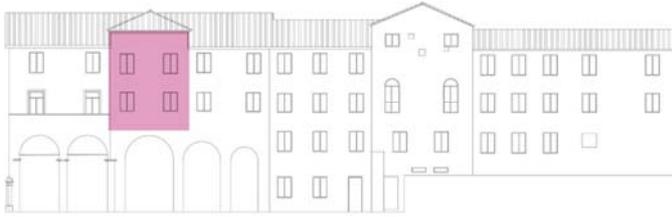


Figura 8.49- Prospetto Sud, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a_0^*
9	configurazione iniziale	0	0	0	0,66
	sfilamento solaio ultimo livello	0,014	0,20	0,14	0,48716
	annullamento Ms (crollo)	0,026	0,37	0,22	0

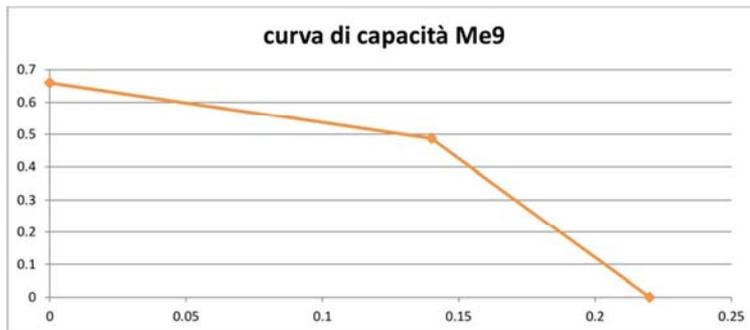


Figura 8.50- Curva di capacità del ME9

Macroelemento 14

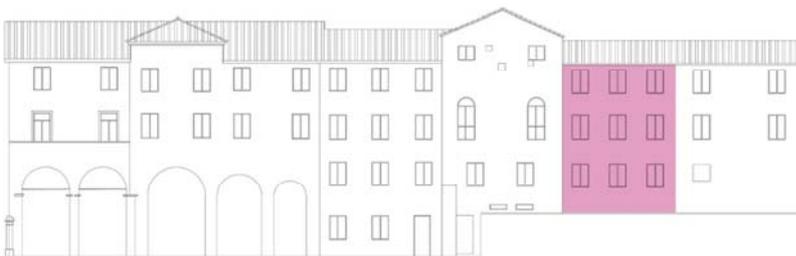


Figura 8.51- Prospetto Sud, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a_0^*
14	configurazione iniziale	0	0	0	0,61
	sfilamento solaio ultimo livello	0,024	0,34	0,24	0,41
	sfilamento solaio ultimi 2 livelli	0,032	0,46	0,28	0,34
	annullamento Ms (crollo)	0,055	0,79	0,48	0

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

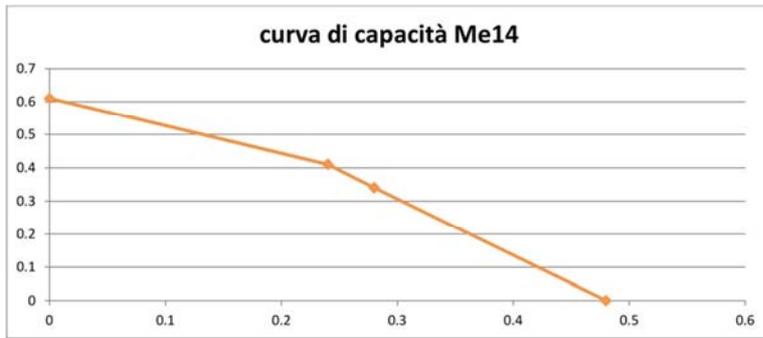


Figura 8.52- Curva di capacità del ME14

Macroelemento 15

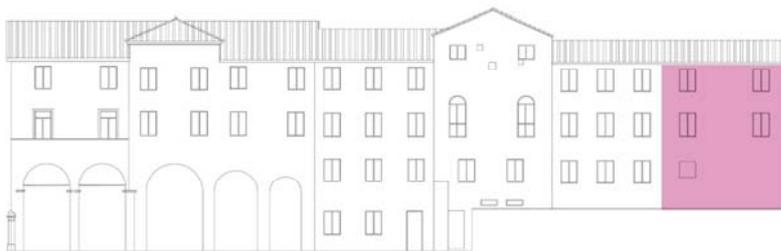


Figura 8.53- Prospetto Sud, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a ₀ *
15	configurazione iniziale	0	0	0	0,63
	sfilamento solaio ultimo livello	0,024	0,34	0,24	0,43
	sfilamento solaio ultimi 2 livelli	0,032	0,46	0,28	0,36
	annullamento Ms (crollo)	0,055	0,79	0,48	0

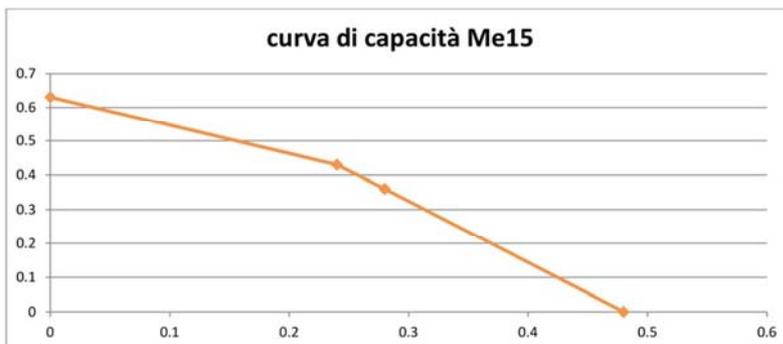


Figura 8.54- Curva di capacità del ME15

Macroelemento 16

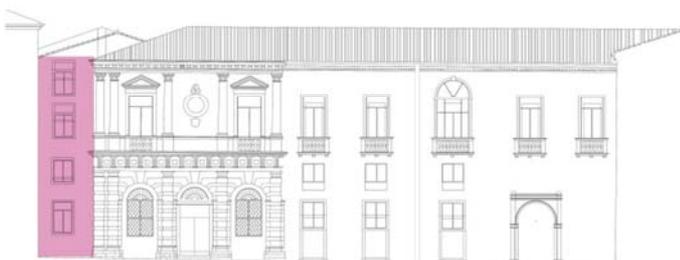


Figura 8.55- Prospetto Nord, individuazione del macroelemento

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a ₀ *
16	configurazione iniziale	0	0	0	0,54
	sfilamento solaio ultimo livello	0,021	0,30	0,22	0,43
	sfilamento solaio ultimi 2 livelli	0,026	0,37	0,24	0,23
	annullamento Ms (crollo)	0,0405	0,58	0,38	0

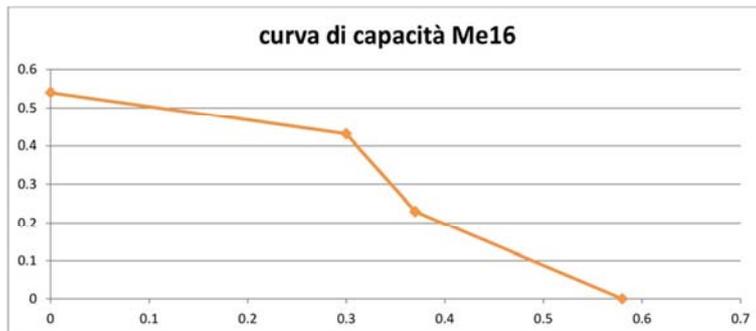


Figura 8.56- Curva di capacità del ME16

Macroelemento 19

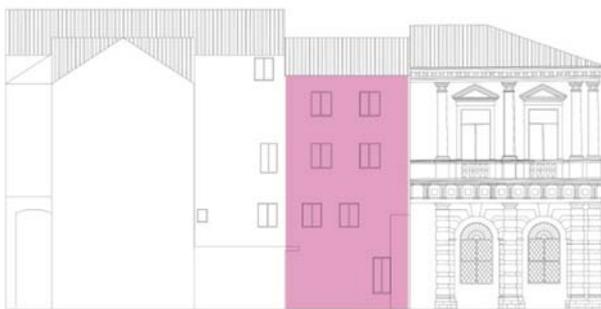


Figura 8.57- Prospetto Est, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a ₀ *
19	configurazione iniziale	0	0	0	0,49
	sfilamento solaio ultimo livello	0,022	0,31	0,22	0,34
	sfilamento solaio ultimi 2 livelli	0,029	0,41	0,28	0,11
	annullamento Ms (crollo)	0,035	0,5	0,34	0

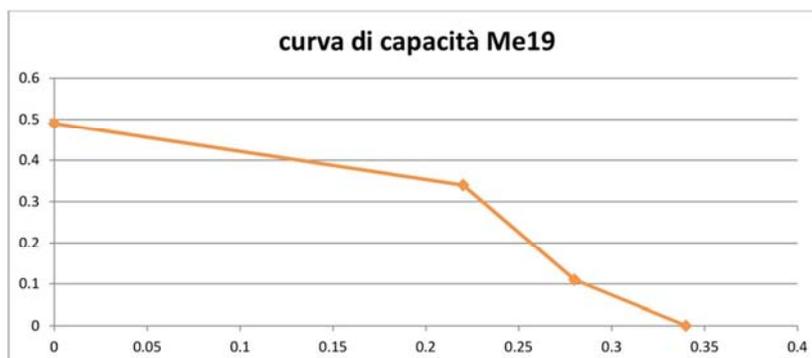


Figura 8.58- Curva di capacità del ME19

Macroelemento 20

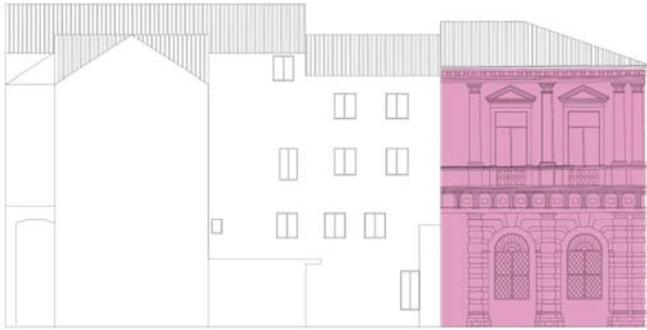


Figura 8.59- Prospetto Est, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a ₀ *
20	configurazione iniziale	0	0	0	1,08
	sfilamento solaio ultimo livello	0,02	0,29	0,16	0,89
	sfilamento solaio ultimi 2 livelli	0,03	0,43	0,22	0,8
	annullamento Ms (crollo)	0,092	1,31	0,67	0

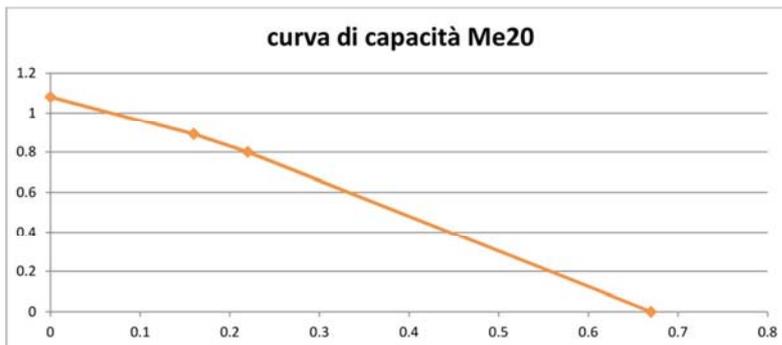


Figura 8.60- Curva di capacità del ME20

Macroelemento 24



Figura 8.61- Sezione, individuazione del macroelemento

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a ₀ *
24	configurazione iniziale	0	0	0	0,36
	sfilamento solaio ultimo livello	0,019	0,27	0,17	0,156
	annullamento Ms (crollo)	0,03	0,43	0,25	0

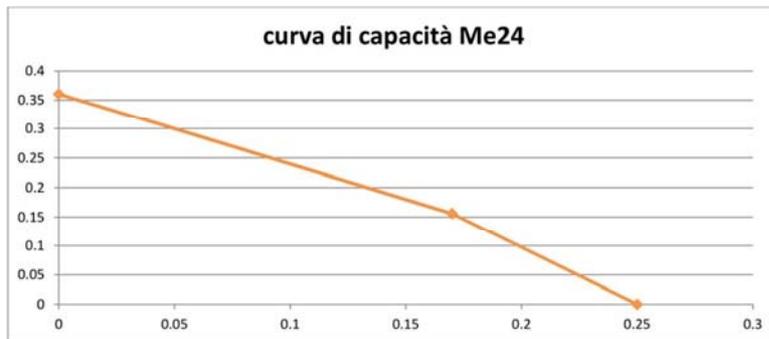


Figura 8.62- Curva di capacità del ME24

Macroelemento 25

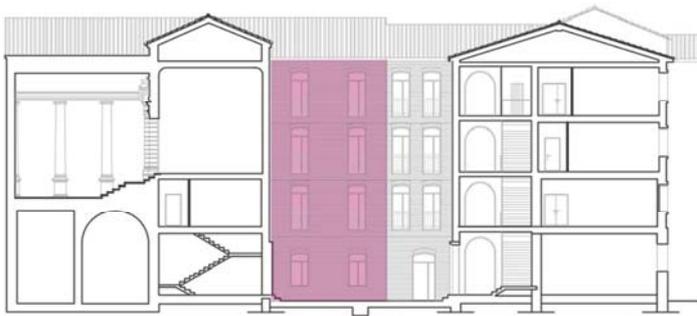


Figura 8.63- Sezione, individuazione del macroelemento

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a ₀ *
25	configurazione iniziale	0	0	0	0,47
	sfilamento solaio ultimo livello	0,017	0,24	0,18	0,42
	sfilamento solaio ultimi 2 livelli	0,025	0,36	0,24	0,16
	annullamento Ms (crollo)	0,035	0,5	0,34	0

Macroelemento 26

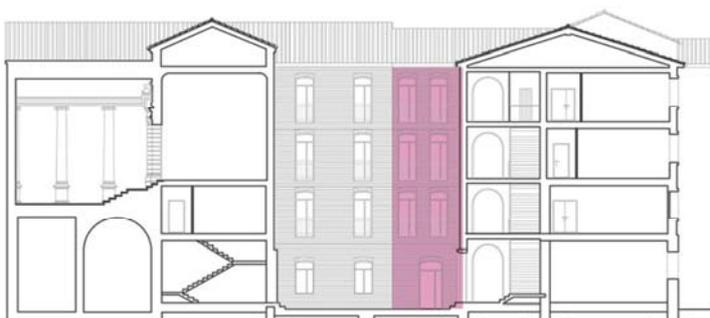


Figura 8.64- Sezione, individuazione del macroelemento

Capitolo 8- Analisi dei meccanismi locali di collasso per edifici esistenti in muratura

Macroelemento	Configurazione	Θ	dk0	d0*	a ₀ *
26	configurazione iniziale	0	0	0	0,27
	sfilamento solaio ultimo livello	0,021	0,30	0,21	0,037
	annullamento Ms (crollo)	0,025	0,36	0,23	0

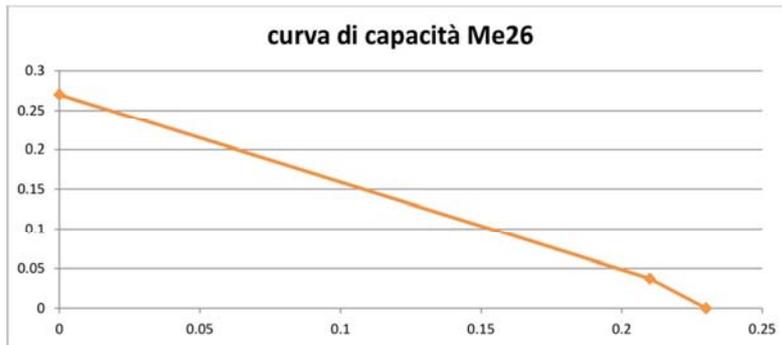


Figura 8.65- Curva di capacità del ME26

CAPITOLO 9- PROPOSTA DI UN PIANO DI INDAGINI

9.1	I requisiti del solaio rigido nella normativa antisismica Italiana.....	pag.227
9.2	Obiettivo del piano di indagini.....	pag.228
9.3	Tipologie delle indagini proposte.....	pag.229
9.3.1	Termografia.....	pag.229
9.3.2	Prove con martinetto piatto.....	pag.230
9.3.3	Prove soniche.....	pag.232
9.3.4	Georadar.....	pag.234
9.3.5	Indagini magnetometriche.....	pag.234
9.3.6	Carotaggi ed endoscopia.....	pag.235
9.4	Piano di indagini.....	pag.235

9. PROPOSTA DI UN PIANO DI INDAGINI

9.1 Livello di conoscenza LC2

Si è scelto di considerare un livello di conoscenza adeguato dell'edificio, appartenete alla classe LC2 sia nella modellazione globale con 3Muri, sia nell'analisi dei meccanismi locali di collasso. Vengono riportati in breve i risultati ottenuti.

9.1.1 Software 3muri

Per quanto riguarda la modellazione globale con il software 3Muri viene riportata di seguito la tabella con i risultati delle 24 analisi push-over condotte sul modello, sono indicati gli spostamenti massimi e ultimi per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo stato Limite di Operatività (SLO), l'indicatore del rischio di collasso α_u e del rischio di inagibilità dell'opera α_e .

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	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	2.07	2.61	1.43	Si	0.81	1.88	Si	0.67	1.88	Si	1.21	2.23
2	+X	1° modo	0.0	2.68	2.54	1.74	No	1.08	2.34	Si	0.81	2.34	Si	0.95	2.16
3	-X	Masse	0.0	1.91	2.50	1.42	Si	0.73	1.89	Si	0.61	1.89	Si	1.24	2.40
4	-X	1° modo	0.0	2.42	2.35	1.76	No	0.94	2.07	Si	0.75	2.07	Si	0.98	2.14
5	+Y	Masse	0.0	1.26	1.96	1.14	Si	0.50	1.66	Si	0.41	1.66	Si	1.35	2.90
6	+Y	1° modo	0.0	1.69	1.83	1.26	Si	0.66	1.73	Si	0.55	1.73	Si	1.06	2.44
7	-Y	Masse	0.0	1.28	1.96	1.15	Si	0.50	1.66	Si	0.42	1.66	Si	1.34	2.88
8	-Y	1° modo	0.0	1.70	1.85	1.19	Si	0.68	1.74	Si	0.57	1.74	Si	1.06	2.43
9	+X	Masse	210.2	2.06	2.72	1.38	Si	0.81	2.22	Si	0.67	2.22	Si	1.26	2.59
10	+X	Masse	-210.2	2.10	2.37	1.45	Si	0.82	1.84	Si	0.68	1.84	Si	1.10	2.16
11	+X	1° modo	210.2	2.67	2.53	1.77	No	1.07	2.19	Si	0.81	2.19	Si	0.95	2.03
12	+X	1° modo	-210.2	2.67	2.33	1.77	No	1.07	2.20	Si	0.81	2.20	Si	0.88	2.05
13	-X	Masse	210.2	1.90	2.92	1.38	Si	0.73	2.23	Si	0.61	2.23	Si	1.42	2.79
14	-X	Masse	-210.2	1.94	2.25	1.50	Si	0.73	1.94	Si	0.61	1.94	Si	1.13	2.44
15	-X	1° modo	210.2	2.43	2.66	1.75	Si	0.94	2.30	Si	0.76	2.30	Si	1.08	2.35
16	-X	1° modo	-210.2	2.42	2.12	1.76	No	0.94	2.12	Si	0.76	2.12	Si	0.89	2.19
17	+Y	Masse	281.5	1.24	1.65	1.17	Si	0.48	1.44	Si	0.40	1.44	Si	1.21	2.66
18	+Y	Masse	-281.5	1.28	1.98	1.12	Si	0.52	1.68	Si	0.43	1.68	Si	1.34	2.89
19	+Y	1° modo	281.5	1.64	2.10	1.24	Si	0.64	1.90	Si	0.54	1.90	Si	1.20	2.70
20	+Y	1° modo	-281.5	1.74	1.67	1.38	No	0.66	1.57	Si	0.55	1.57	Si	0.97	2.22
21	-Y	Masse	281.5	1.26	1.75	1.19	Si	0.49	1.45	Si	0.40	1.45	Si	1.25	2.63
22	-Y	Masse	-281.5	1.30	1.79	1.15	Si	0.51	1.59	Si	0.43	1.59	Si	1.24	2.76

23	-Y	1° modo	281.5	1.67	2.10	1.19	Si	0.67	2.10	Si	0.56	2.10	Si	1.19	2.89
24	-Y	1° modo	-281.5	1.77	1.80	1.30	Si	0.69	1.69	Si	0.57	1.69	Si	1.01	2.32

Si nota che per quanto riguarda lo SLV solo alcune analisi risultano non verificate (evidenziate in rosso) mentre tutte quelle sia dello SLD sia di quello SLO sono verificate (evidenziate in verde).

Sono state anche evidenziate le due analisi più gravose nelle due direzioni considerate, nello specifico l'analisi numero 12 in direzione X e l'analisi numero 20 in direzione Y. Tra questa quella che presenta il coefficiente di attivazione più basso (α_u) è quella in direzione +X, il carico sismico è proporzionale al primo modo di vibrare e l'eccentricità è di -210,2 cm. Essa ha un valore di α_u pari a 0,88 e ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale dell'88% del sisma di progetto relativo allo Stato Limite Ultimo relativo a un tempo di ritorno di 712 anni, in altre parole l'azione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso SLV è pari a circa l'88% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

Nel presente caso la verifica risulta non soddisfatta per lo SLV mentre lo è per lo SLO e per SLD.

Inoltre per la verifica numero 12 viene calcolata la vita nominale che risulta essere pari a 39,29 anni riferita ad un periodo di ritorno 559 anni.

Nella seguente tabella vengono riportati i valori di T_{SLV} e V_N che si riferiscono alla direzione in cui l'analisi risulta più gravosa, ovvero la numero 12 in direzione X, inoltre vengono riportati anche i coefficienti di collasso più gravosi nelle due direzioni.

	Modello vincolato LC1	Modello vincolato LC2
T_{SLV}	497	559
V_N	34,9	39,29
$\alpha_{u,X}$	0,845	0,88
$\alpha_{u,Y}$	0,937	0,97

Si evince da tali risultati che aumentando il livello di conoscenza i risultati non migliorano in modo significativo, quindi si ritiene sufficiente utilizzare un livello di conoscenza LC1 confermando però le ipotesi di base.

9.1.2 Analisi dei meccanismi locali di collasso

Nell'analisi dei meccanismi locali di collasso svolta considerando un livello di conoscenza appartenente alla classe LC1 solo sei macroelementi risultano non verificati e per questi è stato ipotizzato l'inserimento di tirature metalliche adeguatamente predimensionate.

Vengono riportati nella tabella successiva i valori del coefficiente di attivazione del meccanismo, la percentuale soddisfatta dell'analisi lineare e quella dell'analisi non lineare ottenuti per questi macroelementi sia nel caso di un livello di conoscenza scarso (LC1) sia nel caso di un livello di conoscenza maggiore (LC2).

MACROELEMENTO	MECCANISMO	LC1 (Fc=1.35)			LC2 (Fc=1.20)		
		α	SLV lineare	SLV non lineare	α	SLV lineare	SLV non lineare
Macroelemento 2	Ribaltamento globale di facciata	0,0208	0,27%	0,87%	0,0208	0,31%	0,87%
Macroelemento 3	Ribaltamento fuori piano 2p	0,0368	0,25%	0,76%	0,0368	0,28%	0,76%
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,07809	0,33%	0,79%	0,07809	0,37%	0,79%
Macroelemento 4	Ribaltamento fuori piano 2p	0,03609	0,23%	0,76%	0,03609	0,26%	0,76%
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,08034	0,33%	0,79%	0,08034	0,33%	0,79%
Macroelemento 5	Ribaltamento globale di facciata	0,0203	0,26%	0,84%	0,0203	0,29%	0,84%
Macroelemento 8	Ribaltamento fuori piano 2p	0,04037	0,26%	0,83%	0,04037	0,29%	0,83%
	Ribaltamento fuori piano 1p	0,03848	0,20%	0,72%	0,03848	0,22%	0,72%
Macroelemento 12	Ribaltamento globale di facciata	0,01833	0,23%	0,78%	0,01833	0,26%	0,78%

Confrontando i risultati ottenuti si può notare che la percentuale di verifica lineare soddisfatta aumenta mentre quella della verifica non lineare rimane invariata. Concludendo, anche con un livello di conoscenza maggiore sarebbero comunque necessari degli interventi di miglioramento per cui è sufficiente il livello di conoscenza LC1 ma devono essere verificate le ipotesi dalle quali si è partiti.

9.2 I requisiti del solaio rigido nella normativa antisismica italiana

La normativa italiana (NTC2008) prevede due accorgimenti particolari per quanto riguarda i solai di edifici costruiti in zona sismica:

- Accorgimenti di tipo progettuale (creazione di un piano rigido):
 - Presenza di una soletta in calcestruzzo di spessore 4-5 cm minimo a seconda dei casi;
 - Tale soletta deve essere armata (almeno una rete elettrosaldata);
 - Tale soletta deve essere unita ai travetti esistenti, nel caso di nuove solette in c.a. esse devono essere fatte in un unico getto con i travetti, in tutti gli altri casi devono essere connesse con connettori a taglio ai travetti;
 - Non vi devono essere aperture all'interno del solaio che ne riducano significativamente la rigidità.
- Accorgimenti in merito al collegamento orizzontamento-pareti verticali: una delle funzioni del solaio è quella di ripartire l'azione orizzontale tra le pareti strutturali sulle quali grava, per poter garantire un adeguato funzionamento a diaframma è per cui necessario che i solai siano ancorati efficacemente ai muri.

I solai sono strutture bidimensionali tipicamente caricate ortogonalmente al loro piano per carichi statici che devono assolvere alla funzione di ripartitori delle azioni orizzontali fra le pareti strutturali in seguito ad evento sismico. Pertanto, devono essere ben collegati agli elementi strutturali verticali (setti, pilastri, muri ecc.) e devono garantire un adeguato funzionamento a diaframma. Negli edifici esistenti si possono trovare due tipologie di orizzontamenti: infinitamente rigidi o deformabili.

Se l'orizzontamento presenta le caratteristiche prescritte dalla normativa allora esso può essere considerato come infinitamente rigido, in questo caso il modello strutturale si semplifica notevolmente: infatti si ha una riduzione da n gradi di libertà per piano dell'edificio a soli 3 gradi di libertà per piano, con concentrazione delle masse e dei momenti d'inerzia nei centri di gravità di ogni piano.

Prima della normativa attuale (D.M. 14/01/2008) l'indicazione in merito ai solai in zona sismica era quella di sostituire i solai esistenti, ritenuti troppo deformabili, con nuovi solai in laterocemento.

Conseguentemente negli anni sono stati sostituiti numerosi solai leggeri con altri ben più pesanti e nella sostituzione non è stata prestata alcuna attenzione al collegamento di questi nuovi solai con l'esistente.

Questi interventi hanno quindi portato ad un pessimo comportamento del solaio: il maggior peso ha causato una maggior spinta non trattenuta dalla muratura. Inoltre nelle zone ove si è sostituito il solaio, l'intervento ha creato dei punti deboli nella muratura, il cui spessore è stato ridotto per appoggiare il nuovo orizzontamento.

Per la vastità di tipologie realizzative presenti soprattutto tra gli anni 30 e 70 la tecnica di consolidamento di questi solai risulta particolarmente meritevole di indagini diagnostiche tese alla puntuale conoscenza della geometria costruttiva e prestazionale dello stato di conservazione oltre che della tipologia di ferri di armatura utilizzata.

Nell'analisi degli edifici esistenti è di fondamentale importanza per cui andare a indagare sull'effettivo collegamento tra le varie parti strutturali, in modo tale da capire se vi è la presenza di continuità strutturale e rigidità di piano.

Nel caso oggetto di studio l'edificio presenta orizzontamenti classificabili come infinitamente rigidi, essi infatti sono in laterocemento con soletta di 50mm. Si presume che nell'intervento del 1962-63 siano stati sostituiti tutti i solai del Palazzo del Capitano, adottando questa tipologia costruttiva. Si propone per cui un piano di indagini finalizzato, in primo luogo, a confermare che tutti i solai sono stati effettivamente sostituiti durante tale intervento, e in secondo luogo, a verificare il collegamento tra solaio e pareti.

9.3 Obiettivo del piano di indagini

La conoscenza dello stato di fatto dell'edificio assume fondamentale importanza nella valutazione delle verifiche di sicurezza della costruzione e nella progettazione degli interventi di adeguamento, di miglioramento e di riparazione. Nel caso studiato i dettagli costruttivi del progetto degli anni sessanta, in seguito al quale sono stati sostituiti i solai, sono insufficienti a definire la qualità del collegamento tra solaio e pareti, nello specifico in tale progetto non vengono riportati dettagli per quanto riguarda l'armatura del cordolo e le misure del suo spessore sono solo indicative.

Nel caso di edifici esistenti che hanno subito interventi di sostituzione degli orizzontamenti è necessario valutare alcuni fattori:

- Qualità delle murature¹ su cui poggiano i nuovi solai, più pesanti di quelli originali;
- Effettiva presenza di armature soprattutto nel cordolo;
- Presenza di quest'ultimo anche nei lati paralleli all'orditura dei travetti;
- Qualità del calcestruzzo.

È necessario indagare sull'effettiva qualità della muratura soprattutto nei casi in cui sono stati sostituiti i solai di un edificio, infatti la nuova rigidità così ottenuta è anche sinonimo di pesantezza. Le murature sottostanti diventano soggette a forze verticali molto superiori rispetto a quelle per le quali erano state concepite, in caso di sisma possono venire sollecitate da forze d'inerzia di entità tali da superare la loro resistenza a taglio e da provocare dannosi effetti di martellamento con ribaltamento fuori del piano della parete.

Per la corretta valutazione di tale parametro è importante indagare sul collegamento non solo tra solaio e parete ma anche quello tra parete e parete, collegamenti tesi a creare l'effetto scatolare. Particolare attenzione va riposta nell'analisi dei cantonali e dei martelli murari dell'edificio e nel grado di collegamento fra le murature portanti ed i solai.²

¹ Nel capitolo 4.1.3 della presente tesi viene riportata la scheda per il rilievo della tipologia e della qualità della muratura

² Circolare 617/2009 – Appendice C8A.1.A.2 – Costruzioni in muratura: dettagli costruttivi

"(...) Verifiche in-situ limitate: sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. (...)"

- Indagini sui cantonali: Nelle indagini sui cantonali vanno messi a nudo tramite scrostature d'intonaco (se presente) gli spigoli significativi dell'edificio, sia esternamente che internamente; tale operazione si rende necessaria in quanto la maggior parte delle murature presenta una tipologia a doppio paramento, costituita perciò da due muri paralleli affiancati. Pertanto nasce la necessità di valutare se gli elementi in pietra o in laterizio disposti alternati lungo lo spigolo della parete siano tali da interessare tutto lo spessore murario o solamente il paramento esterno. Laddove sia presente un intonaco, l'estensione della scrostatura dovrà essere tale da mettere a nudo gli elementi lapidei posti come cantonale nella loro interezza (per una prosecuzione di almeno 30 cm) e in tutte e due le direzioni dell'angolata, per un'altezza pari ad almeno 80 centimetri - 1 metro. Oltre alla fattura dei cantonali si dovrà porre attenzione anche alla qualità dei materiali costituenti (tipo di laterizio, ovvero di pietra e malta impiegata).
- Indagini sui martelli murari: Anche nell'analisi dei martelli murari si dovrà analizzare con le stesse modalità descritte per i cantonali il tipo di collegamento tra le pareti e si dovrà verificare il grado di ingranamento tra gli elementi di confine posti a contatto tra le due pareti. Anche in questo caso bisogna porre molta attenzione alla qualità dei materiali costituenti.
- Indagini sui collegamenti pareti-solai: nelle indagini sui collegamenti tra le pareti e i solai (compreso quello di copertura) vanno ricercati ed indagati, se esistono, i presidi atti a garantire il collegamento tra le strutture verticali ed orizzontali. Quindi vanno messe a nudo le zone di contatto e in prossimità di queste tra le pareti e i solai e, nel caso di pareti rivolte verso l'esterno, bisogna effettuare scrostature di intonaco a livello dell'orizzontamento.
- Indagini sulla presenza di cordoli in cemento armato: in caso di presenza di cordolo in cemento armato bisogna verificare l'effettiva armatura presente (disposizione e diametro dei ferri longitudinali e delle staffe, nonché il loro passo) tramite rimozione del copriferro, inoltre bisogna verificare la qualità del calcestruzzo. In questa operazione è fondamentale verificare l'estensione del cordolo nello spessore del muro, cioè se lo stesso sia esteso a tutto lo spessore murario o se insista soltanto su di un paramento ed accertarsi della continuità di tale cordolo su tutti i lati del solaio, è facile imbattersi in cordoli che si trovano soltanto sui lati di appoggio delle teste dei travetti del solaio e che non continuano nei lati paralleli a questi. Si ricorda che per definizione il cordolo è efficace se è presente su tutti i lati del solaio. Quindi i saggi dovranno estendersi anche sui lati di rigiro delle murature e per una lunghezza pari ad almeno due volte lo spessore del muro ortogonale, per accertarsi che il cordolo sia continuo su tutte le murature d'ambito. Inoltre va quantificato l'effettivo prolungamento del travetto all'interno del cordolo.
- Indagini sul tipo di solaio: qualora gli elementi strutturali non siano a vista bisogna individuare tramite saggi sia all'intradosso che all'estradosso il tipo di elementi costituenti portanti (travetti in c.a., in acciaio, legno, ecc.), gli elementi di alleggerimento come pignatte, tavelloni, mezzane in laterizio, ecc. e la presenza di eventuali solette armate ed il loro relativo spessore, nonché la loro qualità. Tali operazioni sono necessarie per stimare la rigidità e il peso dell'orizzontamento, nonché la sua eventuale fragilità. Il numero di saggi deve necessariamente essere pari ad almeno ad uno per ogni piano ed uno per ogni tipologia costruttiva presente.

9.4 Tipologie di indagini proposte

Al fine di preservare l'integrità dell'edificio è preferibile eseguire delle prove non distruttive (NDT) come le prove soniche, e prove debolmente distruttive (MDT), come i martinetti piatti singoli e doppi. Vengono brevemente spiegate di seguito le indagini proposte nel caso oggetto di studio.

9.4.1 Termografia

La termografia è una tecnica non distruttiva che nel tempo è stata calibrata e applicata a manufatti artistici, con risultati positivi in termini di affidabilità. Questa tecnica si applica nella banda delle radiazioni infrarosse, e si basa sulla considerazione che ogni materiale emette energia in questo campo di radiazione sotto forma di radiazioni elettromagnetiche ed è caratterizzato da una propria conducibilità termica, ovvero dalla capacità di trasmettere calore, e da un proprio calore specifico, che è la capacità di trattenere calore³. Questa metodologia di indagine permette di rilevare e suddividere le radiazioni infrarosse emesse dal corpo, fino a delineare un'immagine termica dell'oggetto, visualizzabile attraverso scale di colori o di toni del grigio. Questa tecnica si rivela particolarmente utile ai fini dell'individuazione di eventuali discontinuità nel paramento murario: in un elemento assemblato con diversi componenti sarà definito da aree di temperatura diverse.

Tale modalità di indagine può essere condotta in modo passivo, analizzando gli effetti dei cicli termici naturali, o attivo, riscaldando artificialmente le superfici. In questo secondo caso possono essere indagati strati collocati ad una certa profondità (fino a 10-20 cm) nella muratura. Nelle applicazioni pratiche in realtà questa tecnica viene impiegata per lo più nelle indagini degli strati più superficiali della muratura. Uno dei vantaggi principali consiste nella possibilità di applicazione a vaste porzioni di muratura senza alcun contatto diretto, risulta quindi molto utile nel caso di murature affrescate. Si tratta inoltre di una tecnica che permette di essere applicata abbastanza rapidamente ad ampie superfici.

Gli elementi maggiormente indagati riguardano l'individuazione di vuoti o cavità e di inclusioni di differenti materiali, la verifica della presenza di umidità e il rilievo di impianti. Per lo studio dell'umidità, la termografia individua i contrasti di emissività energetica, fortemente influenzati dal parametro umidità: non vengono forniti dati di importanza quantitativa ma vengono localizzate le zone dove condurre successive prove quantitative⁴.

9.4.2 Prove con martinetto piatto

La prova di martinetto piatto è stata originariamente utilizzata nel campo della meccanica delle rocce, per poi venire adattata allo studio delle strutture murarie alla fine degli anni settanta.

Nel campo del Restauro si è largamente diffusa in quanto tecnica di indagine debolmente distruttiva utile per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura indagata. Nello specifico, questa tecnica è usata per determinare la tensione agente in un determinato punto della muratura, con il martinetto singolo, e le caratteristiche di deformabilità della stessa, con il martinetto doppio.

Naturalmente, questi risultati sono soggetti ad un accettabile margine di errore, e sono le uniche prove in sito sufficientemente studiate capaci di fornire dati di questa tipologia.

In linea teorica si tratta dunque di informazioni di tipo quantitativo, ma considerando la muratura, specialmente quella storica, come un materiale eterogeneo, anisotropo e con notevoli variazioni (tipologiche, di materiali, di periodo di costruzione, ecc.) all'interno dello stesso edificio indagato, appare evidente che i risultati di tali prove assumono complessivamente un carattere qualitativo. Le informazioni fornite che riguardano l'organismo edilizio nel suo complesso sono di tipo "generale", specialmente nell'estrapolazione dei risultati acquisiti ai fini del calcolo o della verifica strutturale.

Il giudizio dei dati deve per tanto tenere in considerazione diverse variabili che caratterizzano la singola prova, come la presenza di concentrazioni anelastiche nella muratura, la presenza di basse tensioni di compressione, la concentrazione di tensione nelle strutture indagate o la maggiore rigidità del martinetto in prossimità delle saldature che determina una distribuzione delle tensioni non uniforme.

Un'altra caratteristica della prova con martinetti piatti è la sua velocità di esecuzione: vengono utilizzate delle strumentazioni di misura e degli attrezzi di carico estremamente semplici e rapidamente installabili.

³ L. Binda, A. Saisi, L. Zanzi, G. Baronio, *Tecniche di indagini per la diagnostica strutturale*

⁴ L. Binda, A. Saisi, L. Zanzi, *Strategie di utilizzo di tecniche non distruttive nell'indagine per la diagnostica*, in *Danneggiamento, Conservazione e manutenzione di strutture murarie e lignee: diagnosi e modellazione con riferimento alle tipologie costruttive ed edilizie*

Di seguito viene descritta la metodologia delle prove di martinetto piatto singolo e doppio, in relazione alle norme tecniche di riferimento.

9.4.2.1 Martinetto piatto singolo

La prova con singolo martinetto valuta la variazione dello stato tensionale in un punto della muratura causato da un taglio eseguito perpendicolarmente alla superficie di prova. La muratura in mattoni, grazie alla sua tessitura regolare, si presta particolarmente a questo tipo di prove, sfruttando la possibilità di inserire il taglio nel giunto di malta orizzontale. Fondamentale è la scelta della parte di muratura da saggiare, che deve essere fatta in modo che sia rappresentativa della muratura.

Questa modalità di prova implica un taglio nella muratura che viene realizzato mediante sega idraulica con lama diamantata circolare. Per effetto del taglio le tensioni all'interno della muratura si azzerano, provocando la parziale chiusura dell'apertura, la cui entità viene rilevata con deformometri, misurando la distanza tra due o più punti posizionati simmetricamente rispetto l'asse di taglio.

La fase preliminare prevede quindi l'applicazione alla muratura di una coppia di basi deformometriche (capisaldi costituiti da placchette metalliche con foro calibrato al centro, cementate alla muratura mediante resina). La posizione delle basi deformometriche, che deve essere simmetrica rispetto alla linea dove verrà applicato il taglio, viene misurata. Per la misurazione degli spostamenti devono essere predisposti almeno tre punti per la rilevazione. Una volta posizionate le basi, tramite un deformometro digitale si esegue una prima serie di misure ad esse relative (di solito si eseguono tre misurazioni). L'area del taglio calcolata ogni 20 mm la profondità del taglio ed si esegue la media dei valori trovati.

Successivamente si realizza il taglio, di 3-4mm, eseguito con tutti gli accorgimenti per non disturbare la muratura circostante. Il rilascio delle tensioni provoca una chiusura del taglio, rilevata da sensori tramite misure di distanza relativa fra coppie di punti (gli stessi usati nelle misure iniziali).

In queste condizioni, la pressione all'interno del martinetto è uguale, in prima approssimazione, alla sollecitazione preesistente nella muratura in direzione normale al piano del martinetto, a meno di due costanti. Una costante sperimentale tiene conto del rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio (KA), e l'altra tiene conto della rigidità intrinseca di ogni martinetto (KM).

A questo punto viene inserito all'interno del taglio un martinetto piatto, che può avere varie forme ma che spesso è a mezza luna, realizzato con sottili lamiere in acciaio saldate, in modo da realizzare una tasca, che viene collegato al circuito idraulico di una pompa oleodinamica. I sensori di controllo delle relative distanze in punti tra il taglio vengono riposizionati, la pressione interna del martinetto viene gradualmente aumentata fino ad annullare la deformazione misurata successivamente all'esecuzione del taglio.

Relativamente alle modalità di applicazione del carico, le norme A.S.T.M.⁵ prescrivono, preliminarmente all'esecuzione della prova vera e propria di applicare una pressione approssimativamente pari al 50% circa rispettivamente:

- dello stato tensionale stimato esistente nella struttura a quella quota, se si sta eseguendo una prova singola;
- della resistenza stimata a compressione del materiale, se si sta eseguendo una prova doppia con successivo scarico completo del martinetto.

Questa operazione serve a meglio adattare il martinetto alla geometria del taglio. Durante la prova con un martinetto singolo la pressione dovrà essere applicata mediante incrementi del 25% circa della pressione massima stimata, esistente nel pannello murario. Diversamente, le norme R.I.L.E.M.⁶ non prevedono nessuna fase preliminare di adattamento del martinetto al taglio. Nella prova con martinetto singolo prescrivono di applicare la pressione mediante piccoli incrementi, senza però fornire dei valori di riferimento.

La prova si conclude registrando, tramite un trasduttore, la suddetta pressione, da cui poi si ricava il valore della tensione agente. I risultati vengono generalmente rappresentati mediante un diagramma che ha in

⁵ ASTM International (American Society for Testing and Materials), ente di certificazione americano

⁶ RILEM, The International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures, associazione di ricerca scientifica riguardo materiali da costruzione, sistemi edilizi e strutture

ascissa la tensione (σ , in MPa), ovvero la pressione dell'olio all'interno del martinetto moltiplicata per le costanti d'area e di martinetto (KA e KM), ed in ordinata ci sono le distanze relative tra le basi di misura. La prova si considera conclusa quando si determina la pressione necessaria ad annullare lo spostamento verticale, tale valore si può considerare rappresentativo della tensione locale nella muratura σ , a meno delle costanti moltiplicative KA e KM.⁷

9.4.2.2 Martinetto piatto doppio

La prova con martinetto piatto doppio si applica per misurare la deformabilità della struttura (sia assiale che trasversale), oltre che per dare una stima della resistenza muraria al limite elastico (tensione di rottura della muratura).

Dopo che è stato posizionato, come indicato precedentemente, un primo martinetto piatto, ne viene inserito un altro con la stessa modalità, posizionandolo in un taglio parallelo al precedente ed a una distanza variabile, a seconda delle caratteristiche degli elementi resistenti della muratura investigata e dalla larghezza del martinetto utilizzato, normalmente nell'ordine di circa 40-50 cm. Questa misura deve permettere che i due martinetti delimitino una porzione di muratura non disturbata di dimensioni apprezzabili, su cui poter eseguire una prova di compressione monoassiale, sfruttando la pressione a cui vengono spinti i martinetti. Le deformazioni nella porzione di muratura, conseguenti allo stato di sollecitazione indotto, vengono misurate da un adeguato numero di estensimetri meccanici rimovibili posizionati in direzione ortogonale e parallela ai piani di inserimento dei martinetti, al fine di determinare il diagramma tensione deformazione della muratura oggetto di indagine. Il modulo elastico può essere determinato durante la prova, condotta a controllo di carico, nelle fasi di carico e scarico.

Le norme LUM D.3 prevedono che l'area del taglio calcolata si effettui misurando ogni 20 mm la profondità del taglio ed eseguendo la media. Relativamente alle modalità di applicazione del carico nella prova con martinetto doppio viene indicata la seguente procedura:

- effettuare dei cicli di carico/scarico utilizzando dei valori di carico fino ad un massimo del 50% della resistenza assiale a compressione stimata del materiale;
- per ogni livello di carico devono essere effettuati due cicli di carico/scarico. Il modulo elastico può essere determinato durante questa prima parte della prova, condotta a controllo di carico, nelle fasi di carico e scarico, limitando la tensione massima raggiunta nei cicli di carico ad un valore sufficientemente inferiore alla tensione di rottura del materiale. Successivamente, terminati i cicli, la pressione nel martinetto viene incrementata fino a quando il diagramma tensioni-deformazioni mostra che il pannello è vicino alla rottura, permettendo così di stimare il valore della resistenza a compressione assiale.

Per ridurre gli effetti di deformazione viscosa (creep) che si possono verificare durante lo svolgimento della prova a causa dell'incremento tensionale che si registra ai bordi del taglio, le norme R.I.L.E.M. consigliano di limitare allo stretto necessario il tempo di esecuzione della prova e di fare in modo che il tempo di messa in carico del martinetto sia approssimativamente lo stesso impiegato per eseguire il taglio e ripulire le sue facce interne (escluso il tempo necessario a posizionare gli strumenti di misura delle deformazioni). Così facendo le deformazioni viscoso sono simmetriche tra le due fasi e si autobilanciano. Entrambe le norme prescrivono di rilevare lo stato deformativo ad ogni incremento di carico.

I risultati della prova di martinetto piatto doppio vengono generalmente rappresentati mediante un diagramma deformazioni-tensione. In ascissa si trovano le deformazioni misurate nelle basi di misura, che sono considerate positive (accorciamento) nei sensori verticali e negative (allungamento) in quelli orizzontali. In ordinata si legge la tensione applicata alla muratura compresa tra i martinetti, ovvero la pressione dell'olio all'interno dei martinetti moltiplicata per le costanti d'area e di martinetto (kA e kM). La pendenza della curva di carico corrisponde per le basi verticali al modulo di rigidezza E (modulo di Young) della muratura.

⁷ L. Binda, A. Saisi, L. Zanzi, G. Baronio, *Tecniche di indagini per la diagnostica strutturale*

9.4.3 Prove soniche

Le prove soniche sono un mezzo di indagine non distruttivo molto valido, finalizzato alla caratterizzazione e alla descrizione di tipo qualitativa della muratura, che viene utilizzato nei casi in cui non si voglia arrecare alcun danno alla muratura oggetto di indagine.

Questo tipo di indagini si basa sulla propagazione e la trasmissione di onde elastiche in un mezzo abbastanza omogeneo. Nello specifico, il dato che ha maggior importanza è la velocità di propagazione delle onde meccaniche (sonore) attraverso il mezzo murario investigato, da cui si ricavano informazioni di natura qualitativa sull'omogeneità del mezzo, sulla presenza di cavità, fessure lungo il percorso dell'onda. Le indagini possono assumere valenza qualitativa solo se vengono applicate in relazione ad un intervento di consolidamento della muratura mediante ad esempio iniezioni di miscela, tramite un confronto comparativo delle velocità registrate, a parità di condizioni al contorno, in prove eseguite precedentemente all'intervento e successivamente⁸.

Le prove possono essere di tipo diretto, se eseguite sullo spessore della muratura, o indiretto, se vengono presi due punti di controllo sulla medesima superficie muraria. Vengono forniti dei brevi cenni sulla metodica delle prove soniche.

Le prove soniche sfruttano la propagazione nel materiale di onde elastiche di compressione generate da un breve impatto elasto-meccanico sulla superficie, eseguito mediante battitura di un martello strumentato, ossia dotato di una cella di carico nella testa d'impatto, e collegato ad un sistema di acquisizione che consente di registrare la funzione tempo-ampiezza della forza esercitata all'impatto. Vengono dette "soniche" perché gli impulsi meccanici generati hanno frequenze nel campo sonoro (20-20000 Hz).

L'energia meccanica così generata si trasforma in energia acustico – vibrazionale e l'onda si propaga nel semispazio come fronti d'onda semisferici di compressione e di taglio, mentre sulla superficie le onde superficiali si propagano in maniera concentrica dal punto di battitura (generalmente vengono considerate le onde di compressione, per la loro maggiore velocità e per la maggiore energia che le caratterizza).

L'impulso viene poi ricevuto da un sensore (accelerometro piezoelettrico) posto in un punto diverso della struttura, collegato anch'esso ad un amplificatore di segnale e ad un convertitore analogico - digitale che permette di visualizzare e registrare i dati su un computer portatile.

Riassumendo, le principali finalità delle indagini soniche sono:

- qualificare la condizione del materiale nel suo interno, ovvero per localizzare eventuali disomogeneità, vuoti e difettosità presenti nella sezione indagata;
- controllare le caratteristiche della muratura dopo interventi di consolidamento, verificando le variazioni delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali.

Le misure soniche di velocità possono essere svolte secondo diverse modalità, a seconda della disposizione relativa tra trasmettente e ricevente, la scelta di una metodologia di acquisizione rispetto ad un'altra dipende da diversi fattori, quali il tipo di muratura e l'accessibilità su vari lati della stessa.

- Le prove soniche dirette, o "in trasparenza", prevedono che la stazione trasmettente e quella ricevente si trovino sulle due superfici opposte della parete. Questo tipo di trasmissione è quello che fornisce i dati più significativi sulla consistenza della sezione muraria.
- Le prove soniche indirette o superficiali, consistono nell'emettere e ricevere l'onda elastica in punti collocati sulla stessa superficie di prova ma distanziati tra loro. Vengono utilizzate quando possono essere effettuate indagini su una sola superficie muraria. Le informazioni desunte da questo tipo di prova sembrano interessare solo gli strati più esterni della muratura, i risultati non sono pertanto molto significativi per quanto riguarda la composizione dell'intero spessore murario, risultando poco influenti specie nel caso di murature di notevole spessore.
- Le prove semidirette o radiali prevedono la disposizione di emettente e ricevente in due superfici che convergono nello stesso spigolo, anche in questo caso, le informazioni ottenibili non sono di grande rilevanza.

⁸ F. Casarin, M. R. Valluzzi, F. da Porto, C. Modena, *Evaluation of the structural behaviour of historic masonry buildings by using sonic pulse velocity method.*

- Maggiori informazioni sono disponibili localmente grazie alle tomografie soniche le quali, basandosi sulla combinazione di acquisizioni soniche su più direzioni in una stessa sezione, consentono di migliorare il grado di conoscenza della sezione muraria mediante una “mappatura” delle velocità acquisite.

L'impulso generato dal martello strumentato in seguito all'urto sul supporto murario è registrato dal sistema di acquisizione, come la vibrazione ricevuta dal sensore di accelerazione. Il “tempo di volo” corrisponde all'intervallo di tempo tra l'impulso generato dal martello e la l'inizio del fenomeno vibratorio nell'accelerometro. Se lo spessore della muratura è noto, dalla legge fisica

$$s = v \times t \text{ (spazio = velocità X tempo)}$$

si ricava la velocità di propagazione dell'onda come rapporto tra lo spessore murario ed il tempo di volo dell'onda sonora. Per ogni punto di prova sono stati registrati tre segnali, di modo da poter considerare nel calcolo il tempo come una media di tre valori, con possibilità di rimuovere eventuali dati incoerenti, al fine di ottenere informazioni maggiormente rappresentative della situazione reale.

In prima analisi, si è scelto di usare questo tipo di prove (preferendole ad esempio alle analisi radar) in quanto è quello più strettamente correlato con le proprietà della struttura, questo aspetto compensa la minor risoluzione rispetto al radar, rendendo quindi ad esso preferibile le prove soniche nel caso in cui l'obiettivo sia una conoscenza generale della struttura.

9.4.4 Georadar

Questa tecnica permette di rilevare le anomalie anche in murature di consistente spessore ma anche la presenza di umidità, presentando il vantaggio di essere una procedura non distruttiva. Si tratta di una metodologia molto interessante, capace di restituire sezioni bidimensionali di dati che rappresentano uno spaccato verticale dell'elemento investigato, ma esiste anche la possibilità di produrre ricostruzioni tridimensionali.

L'applicazione del georadar si basa sul principio che un flusso di energia elettromagnetica è alterato dagli oggetti incontrati sul suo percorso e che tale alterazione possa essere rilevata attraverso degli echi di ritorno⁹. La strumentazione impiegata consiste in un'antennina costituita da due dipoli di cui uno trasmette e l'altro riceve. La distanza reciproca tra i dipoli è molto piccola, e in qualche caso può essere sufficiente un dipolo a svolgere entrambe le funzioni. I dati raccolti lungo un profilo possono essere osservati sotto forma di immagini 2D, in cui l'intensità del segnale ricevuto è rappresentata in scala di grigi (o a colori) e relazionata al tempo di andata e ritorno tra radar e riflettore. Attraverso delle considerazioni riguardo il tempo necessario affinché gli impulsi attraversino tutta la sezione e siano captati dall'antenna ricevente come echi di ritorno e la velocità di propagazione del segnale nel mezzo, è possibile individuare la posizione dei singoli ostacoli¹⁰. Questa tecnica trova applicazione nelle indagini riguardanti la ricerca di elementi strutturali nascosti in murature portanti e orizzontamenti, l'individuazione di tessiture murarie nascoste da intonaci o affreschi, il controllo dell'efficacia di iniezioni, l'individuazione di difetti, fessure o vuoti e la presenza di umidità nelle murature. Rispetto alla termografia, che interessa una zona superficiale della muratura, il georadar fornisce informazioni globali sulla presenza dell'umidità ad una profondità maggiore: essa produce un rallentamento della velocità di propagazione e un aumento dell'attenuazione del segnale. Tuttavia, essendo la muratura un mezzo altamente disomogeneo, questa metodologia presenta diversi limiti riguardanti la difficoltà nell'interpretazione dei dati.

Possono essere utilizzate antenne di diversa frequenza in funzione dell'elemento da indagare, ma nella scelta occorre tenere in considerazione le condizioni locali, come la presenza di umidità, le caratteristiche e lo spessore della muratura. In ogni caso è necessario prevedere una calibrazione preliminare, al fine di ottenere risultati attendibili e tenere presente che la risoluzione è legata alla frequenza: maggiori profondità implicano minori risoluzioni.

⁹ L. Binda, A. Saisi, *Il ruolo delle indagini nella diagnostica strutturale*

¹⁰ M. Marchisio ed altri, *Diagnostica non pervasiva con metodologie dinamiche di origine geofisica sulle strutture murarie di edifici monumentali*

9.4.5 Indagini magnetometriche

Questo tipo di prove sono caratterizzate dalla non distruttività e dalla non invasività. La magnetometria è una tecnica di diagnostica impiegata per indagare sulla presenza e posizione, intesa sia come ubicazione sia come profondità, di eventuali materiali ferromagnetici posti nella struttura architettonica. Lo strumento impiegato è il pacometro ("electromagnetic converter"), il cui funzionamento si basa sull'emissione di un campo magnetico variabile da parte dello strumento.

Il pacometro si compone di una sonda che è messa in movimento sulla superficie della struttura architettonica da indagare; l'alterazione del voltaggio è segnalata su una scala o registrata graficamente e dipende dallo spessore dell'oggetto metallico e da quello del materiale coprente.

Questa tecnica è particolarmente utilizzata per l'individuazione dei ferri all'interno di elementi in cemento armato. L'utilizzo del pacometro è utile anche per l'individuazione di elementi di rinforzo come i tiranti: permette infatti di capire la posizione e l'estensione del tirante, a partire magari da una semplice traccia visiva del capochiave.

9.4.6 Carotaggi ed endoscopia

Questo tipo di prove rientra nella categoria di prove debolmente distruttive, provocando una distruzione molto limitata del materiale, considerandone il carattere locale. In realtà, il loro grado di distruttività può aumentare in relazione alla dimensione del diametro del foro da effettuare e dal numero di carotaggi da eseguire. L'ispezione diretta è senza dubbio la tecnica più efficace per effettuare l'analisi della morfologia muraria: dove il pregio e le condizioni in cui è inserita la muratura indagata lo consentono, può essere effettuata semplicemente tramite un piccolo scasso, rimuovendo alcuni mattoni o blocchi di pietra e rilevando e fotografando la sezione del muro che viene poi restituita mediante scansione dell'immagine. Prima di poter effettuare la prova è necessario, ancora più che in altre prove, data la puntualità che caratterizza questa pratica, determinare con accuratezza il punto da indagare, al fine di realizzare carotaggi nei punti più rappresentativi della muratura o in quelli in cui l'analisi storica ha portato a ritenere di incerta stratigrafia. Il carotaggio dovrebbe essere effettuato con un carotatore a basso numero di giri dotato di una testa rotante diamantata. All'interno delle perforazioni possono essere introdotti endoscopi, che permettono una visione diretta della sezione: l'endoscopio può essere collegato ad una apparecchiatura fotografica o ad una videocamera, e registrare le immagini per una successiva ricostruzione della sezione. La difficoltà nella realizzazione di questa prova è legata all'impossibilità riscontrata in molti casi di ottenere dei campioni integri: spesso la carota prelevata si presenta estremamente decoesionata dalle vibrazioni indotte dall'operazione di prelievo, e la malta a volte viene dilavata dall'acqua utilizzata per il carotaggio. Le informazioni che si possono desumere sono particolarmente significative nel caso di consistenti cavità o per la ricostruzione globale della sezione. A volte è preferibile inserire una telecamera al posto dell'endoscopio, a condizione che la risoluzione delle immagini sia elevata.

La velocità e la semplicità nell'esecuzione della prova dipende dal materiale indagato: l'operazione è sufficientemente veloce e poco costosa nel caso di materiali teneri, come mattoni e pietre tenere, ma può essere molto lunga o impossibile nel caso di materiali molto resistenti o di murature molto disomogenee.

9.5 Piano di indagini

Dopo aver brevemente esposto le indagini proposte viene presentato il piano di indagine finalizzato a sopperire le carenze sopracitate. Il piano di indagine proposto ha una duplice finalità: l'obiettivo principale è quello di confermare e migliorare i dettagli costruttivi in nostro possesso e avvalorare la scelta dell'orditura dei solai in questa sede solo ipotizzata poiché, come dimostrato dalle verifiche svolte, la presenza o meno di un cordolo perimetrale ben collegato alla muratura preesistente migliora notevolmente il comportamento dell'edificio nel caso di sisma; il secondo obiettivo invece è quello di confermare anche le ipotesi sulla tipologia muraria che caratterizza il manufatto.

Considerando i dettagli costruttivi dell'intervento del 1962 si ha la certezza della sostituzione di alcuni solai con solai in laterocemento mentre altri sono stati solo ipotizzati in laterocemento dopo il sopralluogo, si è scelto per cui di focalizzare le indagini su due orizzontamenti, considerando sempre gli stessi ad ogni piano, appartenenti a queste due tipologie per confermare o smentire le ipotesi fatte. Per verificare l'effettiva orditura dei solai si è scelto di ipotizzare delle termografie in solai a campione, almeno cinque per piano. Infine per verificare la tipologia di muratura presente e il grado di ammorsamento tra la muratura preesistente all'intervento e quella realizzata nel '62 sono stati previsti degli scassi e prove endoscopiche. Di seguito viene riportato il piano di indagini relativo al piano terra, per una visione completa si rimanda alle tavole numero 9.

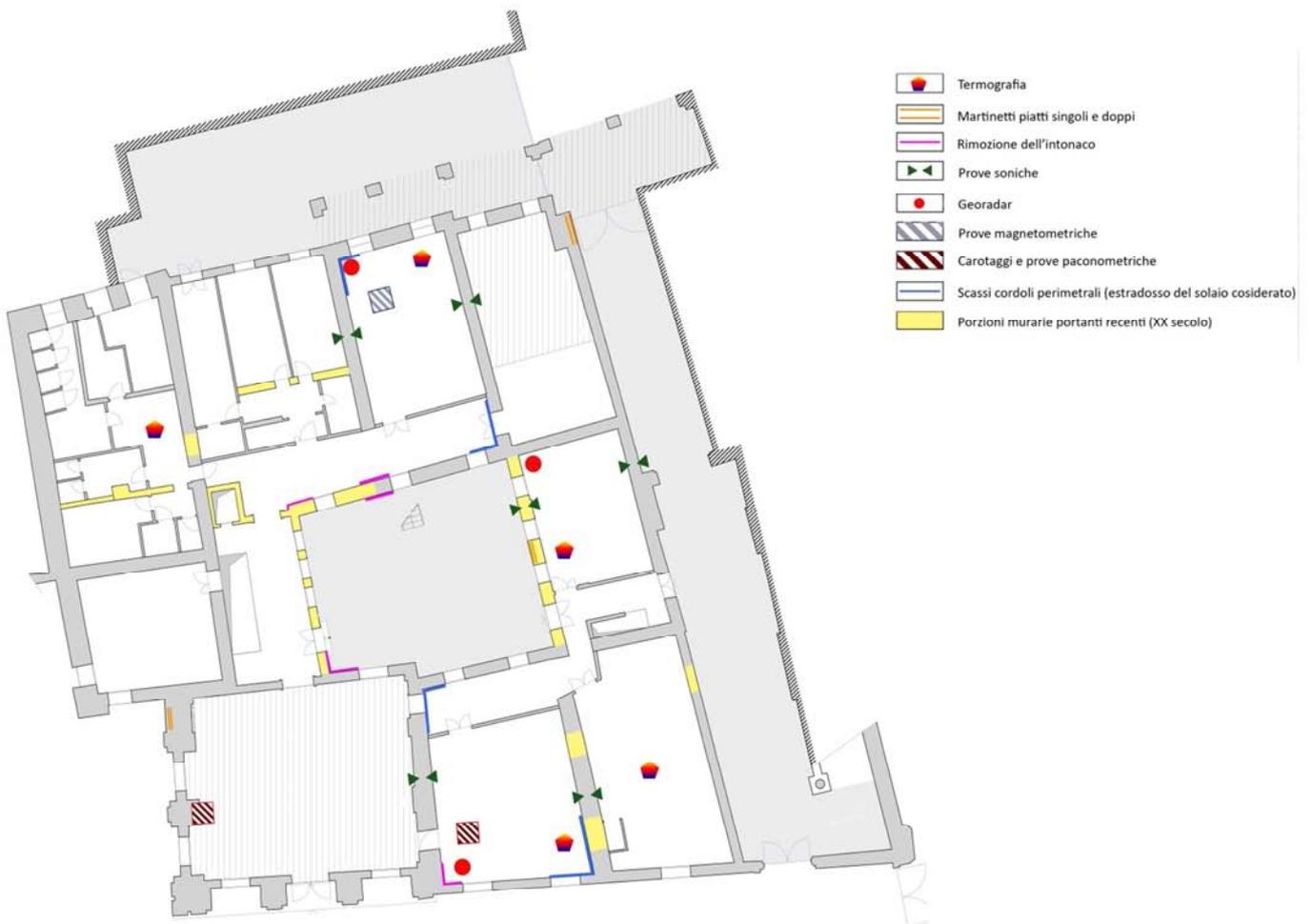


Figura 9.1- Piano di indagini, piano terra

CONCLUSIONI

Il lavoro svolto in questa tesi interessa lo studio della vulnerabilità sismica del Palazzo del Capitano, ponendo particolare attenzione all'influenza degli orizzontamenti nell'analisi locale.

Il manufatto considerato sorge all'interno del centro storico di Padova, caratterizzato da una maglia di strade non ortogonale che delimitano aggregati piuttosto articolati e compatti.

I lavori di costruzione dell'edificio sono iniziati nel 1598 e si sono conclusi nel 1622 insieme alla realizzazione della pavimentazione di Piazza dei Signori. Nel corso dei secoli le funzioni al suo interno sono più volte cambiate: nato come residenza privata è stato convertito in magazzino e deposito dopo la fine della dominazione veneziana e infine l'edificio è stato comprato dal comune e utilizzato a scopi didattici dall'Università di Padova. Per quanto riguarda invece le modifiche della struttura si possono considerare tre cambiamenti importanti: l'apertura a tutta altezza di parte dell'Arco Vallaresso (1876), la sopraelevazione che riguarda una minima parte dell'edificio nel lato Sud e l'apertura della corte centrale nell'intervento del 1962.

Il rilievo geometrico è stato fatto sulla base degli elaborati realizzati nel 1996 dalla Divisione Servizi Tecnici dell'Università di Padova, aggiornando tali documenti nel caso in cui discordi con quanto rilevato, sono state riscontrate sostanziali modifiche solo nelle partizioni interne con ogni probabilità per variazioni del distributivo. Non sempre è stata possibile un'osservazione diretta a causa dell'inaccessibilità di alcune zone, in particolare al quarto piano nella zona del sottotetto. Questo ha comportato un certo livello di incertezza che sarebbe opportuno diminuire attraverso un rilievo più approfondito con metodologie più appropriate. L'edificio si presenta nella maggior parte intonacato, fanno eccezione i muri della corte interna e parte della muratura di sostegno della copertura al quarto piano. Dall'osservazione di tali elementi e dalle considerazioni riguardanti la composizione architettonica e le tecniche costruttive di edifici della stessa epoca si è ipotizzato che l'edificio, nel complesso, sia costituito da muratura in laterizio pieno e malta di calce.

Per ottenere un quadro conoscitivo il più completo possibile è stato fatto un rilievo critico considerando in particolare le vulnerabilità presenti, lo stato del degrado, che caratterizza soprattutto i prospetti dell'edificio, e l'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali.

Infine sono stati determinati i parametri sismici di riferimento, definiti in base alla località considerata, le azioni agenti sulla struttura e i carichi permanenti strutturali e non strutturali e i carichi variabili che gravano sulla costruzione.

Il materiale e i dati raccolti in questa fase hanno permesso di svolgere l'analisi del modello dell'edificio, sia su scala locale sia su scala globale, seguendo le prescrizioni della normativa italiana. Il grado di incertezza che caratterizza alcuni aspetti della struttura è stato comunque considerato nella definizione dell'attuale stato di fatto della costruzione; il livello di conoscenza raggiunto è limitato infatti esso appartiene alla classe LC1, con un fattore di confidenza pari a 1,35. Lo studio è continuato ipotizzando un livello di conoscenza adeguata, appartenente alla classe LC2 ($FC=1,20$), sia nell'analisi locale per i macroelementi non verificati, sia nell'analisi globale. Si è ritenuto poco significativo ripetere l'analisi con il programma Vulnus, visto il giudizio qualitativo dell'analisi il confronto risultava poco significativo.

La modellazione globale dell'edificio è stata affrontata, come precedentemente accennato, utilizzando due approcci: i software Vulnus e 3Muri. Il primo permette di dare un giudizio sulla vulnerabilità sismica degli edifici in muratura: attraverso lo studio dei meccanismi di danno è possibile determinare il valore di accelerazione orizzontale corrispondente all'attivazione di meccanismi di collasso sia nel piano sia fuori piano. Successivamente il programma elabora tre indici rapportandoli al valore di accelerazione sismica atteso per il luogo considerato e fornisce un giudizio qualitativo sulla vulnerabilità dell'edificio.

L'analisi svolta ha tenuto conto sia dei cordoli presenti, inserendo un valore minimo del coefficiente di attrito in entrambe le direzioni lungo le quali si sviluppano gli orizzontamenti, sia della vicinanza di altri edifici alla struttura considerata. Il giudizio ottenuto è di una vulnerabilità maggiore in direzione X per quanto riguarda i meccanismi di rottura nel piano, comunque il valore più gravoso riguarda i meccanismi di collasso fuori piano ma nel complesso l'edificio risulta possedere una vulnerabilità molto bassa per l'accelerazione sismica di riferimento per Padova.

In seguito per l'edificio è stata condotta una analisi statica non lineare con il software 3Muri considerando due configurazioni, la prima considerando la struttura come completamente isolata mentre la seconda considerando l'aggregazione degli altri edifici in continuità con quello analizzato attraverso l'inserimento di vincoli cedevoli elasticamente.

In entrambi i modelli l'analisi che presenta il coefficiente di attivazione più basso è in direzione X, confermando il risultato ottenuto da Vulnus; nel caso del modello vincolato i risultati ottenuti indicano che la struttura presenta un fattore di sicurezza allo SLV, dato dal rapporto PGA di capacità e quello di domanda, di 0,85. Il corrispondente periodo di ritorno risulta di 497 anni rispetto a quello di riferimento di 712 anni con una vita nominale di 34,9 anni. Il fattore di sicurezza ottenuto per il modello non vincolato risulta pari a 0,86, si evince da tale risultato che l'influenza dell'aggregazione non è determinante, essa infatti riguarda solo una parte limitata dell'edificio.

Inoltre è stata eseguita l'analisi del modello vincolato considerando un livello di conoscenza maggiore (LC2), che in questo caso non comporta un miglioramento significativo (il fattore di sicurezza ottenuto è 0,88), per cui risulta sufficiente un LC1 se confermate le ipotesi di base.

Grazie all'intervento del 1962 tutti i solai del Palazzo del Capitano sono stati sostituiti con solai in laterocemento e sono state ricostruite alcune murature perimetrali, si è scelto per cui di approfondire e diversificare l'analisi locale in base al macroelemento considerato.

In un primo momento l'analisi locale ha riguardato i macroelementi presenti nell'edificio indistintamente e per ognuno sono stati studiati i meccanismi di collasso fuori piano ritenuti più probabili. Anche in questo caso le analisi sono state fatte considerando un livello di conoscenza LC1 e per quelle non verificate LC2. I risultati ottenuti hanno mostrato un lieve miglioramento dei risultati ma non tali da evitare interventi di miglioramento.

Successivamente si è scelto di studiare il ribaltamento dell'ultimo livello trattenuto da cordolo per i macroelementi realizzati in tale intervento, in conformità con quanto riscontrato nei dettagli costruttivi del progetto. I risultati così ottenuti sono migliori di quelli del semplice ribaltamento privi di elementi di contenimento, nei primi infatti l'analisi lineare è sempre verificata.

Per tutti gli altri macroelementi preesistenti a tale intervento viene studiato invece il meccanismo di ribaltamento globale di facciata considerando sia la configurazione con il peso del cordolo in breccia sia quella di ribaltamento globale semplice. In questo caso si può notare che i risultati dell'analisi lineare rimangono pressoché invariati mentre quelli dell'analisi non lineare migliorano notevolmente. È stata inoltre presa in considerazione, nella valutazione del meccanismo che considera la presenza di cordoli in breccia, la graduale mancanza di efficacia delle forze agenti una volta superato lo spostamento di appoggio di piano. Per ogni configurazione ruotata vengono ricalcolate le forze in gioco e i relativi punti di applicazione fino all'annullamento del momento stabilizzante. I risultati così ottenuti vengono infine sintetizzati con la creazione della curva di capacità del meccanismo.

Un quadro conoscitivo più approfondito permetterebbe di ottenere risultati migliori nelle analisi, in particolare sarebbe opportuno indagare sull'effettivo collegamento dei nuovi solai con la muratura esistente. Dai risultati ottenuti infatti si deduce che la presenza del cordolo opportunamente realizzato migliora il comportamento della struttura sia a livello globale ma ancor più a livello locale.

A tal fine viene proposto un piano di indagini finalizzato in primo luogo a confermare e migliorare i dettagli costruttivi in possesso e avvalorare la scelta dell'orditura dei solai in questa sede solo ipotizzata; in secondo luogo vengono proposte ulteriori prove per aumentare il livello di conoscenza delle murature volto a confermare le ipotesi sulle quali si è basata l'analisi svolta.

BIBLIOGRAFIA

- Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) di Padova redatto nel giugno del 2011
- Piano Regolatore Generale (PRG) del Comune di Padova redatto nell'agosto del 2011.
- Ortofoto aerea del Comune di Padova fornita dal sito dei dati territoriali della Regione Veneto
- Carta Tecnica Regionale (CTR) della zona del Comune di Padova fornita dal sito dei dati territoriali della Regione Veneto
- Decreto Ministeriale del 14/01/08. Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 29 del 4/2/08 suppl. ord. n.30): Capitolo 8
- Foglio di calcolo del programma "Spettri-NTC"
- Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2/2/2009. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. G.U. n. 47 del 26/2/09 suppl. ord. n. 27: Capitoli C8 e C8.A
- Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato. ReLUIS (www.reluis.it), Bozza - Ottobre 2010. Capitoli 1, 2, 3 e Appendice A
- Decreto P.C.M. 9 Febbraio 2011 (G.U. n.47, 26/2/11 suppl. ord. n.54). Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche sulle costruzioni D.M. 14/01/08: Capitolo 4, Allegato A e Schema di Capitolato Prestazionale
- Materiale d'archivio della Divisione Servizi Tecnici dell'Università di Padova
- Materiale dell'Archivio di Stato di Padova, via dei Colli 24
- R. Lamon, *Il palazzo del Capitano e la Torre dell'Orologio*, Padova, Comune, 2011
- G. Brunetta, *Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici*, Padova, La Garangola, 1966
- G. Mazzi, *L'Università e la città: il ruolo di Padova e degli altri Atenei italiani nello sviluppo urbano*, Atti del convegno di studi, Padova, (4-6 dicembre 2003)
- Raccomandazioni NorMaL – 1/88. Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei: lessico
- Materiale didattico e appunti del Corso di "Restauro e laboratorio", Prof.ssa Maria Rosa Valluzzi
- Materiale didattico e appunti del Corso di "Problemi strutturali dei monumenti e dell'edilizia storica", Prof. Claudio Modena
- Scheda per il rilievo della tipologia e della qualità della muratura
- Cardani G., Binda L., Valluzzi M.R., Modena C. (2007) Le indagini conoscitive per lo studio degli aggregati storici: il caso di Castelluccio di Norcia (PG), XII Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Pisa 10-14 Giugno 2007

- Modena C., Pineschi F., Valluzzi M. R. (a cura di), 2000, Valutazioni della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti: sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo. C.N.R.-G.N.D.T., Roma
- Munari M., Valluzzi M.R., Cardani G., Anzani A., Binda L., Modena C., 2010, Seismic vulnerability analyses of masonry buildings in the historical center of Sulmona (Italy). 13th International Conference on Structural Faults and Repair, Edinburgh
- Valluzzi M.R., Michielon E., Modena C., Binda L. (2001) Modellazione del comportamento di edifici in muratura sotto azioni sismiche: l'esperienza Umbria-Marche. X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia" Potenza-Matera
- Bernardini A. (a cura di), 2000, La vulnerabilità degli edifici: Valutazione a scala nazionale della vulnerabilità degli edifici ordinari. C.N.R.-G.N.D.T., Roma
- Binda L., Saisi A., Modena C., Valluzzi M.R., Marchetti L., 2004, Analisi della vulnerabilità sismica di un centro storico umbro e valutazioni sui possibili interventi. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova

NORME DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 (G.U. n.29 del 4/2/08 suppl. ord. n.30) – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U. n.47 del 26/02/09 suppl. ord. N.27)- Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M 14 gennaio 2008), Circolare 26 Segretario Generale MiBAC, Prot. 10953 del 2 dicembre 2010.

SITOGRAFIA

<http://maps.google.it>

<http://www.ingv.it>

<http://www.stadata.com>

<http://www.reluis.it/>

<http://protezionecivile.gov.it>