

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE EDILE ED AMBIENTALE
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA EDILE – ARCHITETTURA

TESI DI LAUREA

ANALISI STRUTTURALE E AGGIORNAMENTO DELLA
VULNERABILITA' SISMICA DEL PALAZZO DEL COMUNE
DI BELLUNO (PALAZZO ROSSO)

Relatore: Prof. ssa MARIA ROSA VALLUZZI

Correlatori: Prof. ANDREA GIORDANO

Prof. UMBERTO TURRINI

Prof. STEFANO ZAGGIA

Dott. Ing. MARCO MUNARI

Laureanda: GIULIA MION

ANNO ACCADEMICO 2013/2014

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

alla mia famiglia

Sommario

INTRODUZIONE	7
1. ANALISI STORICO-CRITICA	11
1.1. Inquadramento geografico	11
1.2. Inquadramento geologico	13
1.3. Inquadramento sismico.....	15
1.3.1. Il rischio sismico	15
1.3.2. Storia sismica dell'area.....	17
1.4. Analisi storico-critica di Palazzo Rosso.....	21
1.4.1. Cenni storici.....	21
1.4.2. L'architetto Giuseppe Segusini.....	30
1.1.1. Lo stile Neogotico e il suo sviluppo nel Veneto.....	32
1.1.2. Il progetto originale di Palazzo Rosso	35
1.1.3. Evoluzione del fabbricato nel tempo	39
2. RILIEVO FOTOGRAFICO E DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO.....	45
2.1. Rilievo fotografico esterno e descrizione dell'edificio	45
2.2. Rilievo fotografico interno all'edificio	47
3. RILIEVO GEOMETRICO DELL'EDIFICIO	53
3.1. Inquadramento generale	53
3.2. Analisi dell'edificio	54
4. ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE CON INDICAZIONE DEI DANNI	63
Premessa	63
4.1. Analisi degli elementi strutturali	63
4.2. Il rilievo critico	69
4.3. Impianti tecnologici.....	78
4.4. Individuazione delle vulnerabilità	80
5. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA.....	93
5.1. Normativa di riferimento	93
5.2. Analisi dei carichi.....	97
5.2.1. Caratteristiche meccaniche e analisi dei carichi	97
5.2.2. Valutazione dei carichi sismici.....	101

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

5.3.	Modellazione locale – Analisi per macroelementi	107
5.3.1.	Schemi generali di calcolo dei meccanismi di collasso.....	107
5.3.2.	Approccio cinematico.....	114
5.3.3.	Individuazione dei macroelementi.....	121
5.3.4.	Verifiche dei macroelementi	124
5.4.	Modellazione globale-meccanismi d’insieme - Vulnus	177
5.4.1.	La metodologia Vulnus	177
5.4.2.	Applicazione della metodologia all’edificio oggetto di studio	186
5.4.3.	Conclusioni relative alla metodologia Vulnus	202
5.5.	Modellazione globale- meccanismi d’insieme – 3Muri.....	204
5.5.1.	Realizzazione del modello di calcolo	204
5.5.2.	Verifiche dei meccanismi d’insieme.....	219
5.5.3.	Confronto tra le analisi eseguite tramite 3Muri.....	246
5.5.4.	Conclusioni relative alle analisi eseguite tramite 3Muri	254
6.	TIPOLOGIE DI INTERVENTI PER LA RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA’ SISMICA.....	257
6.1.	Criteri d’intervento generali.....	257
6.2.	Proposte di intervento	259
6.2.1.	Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti	259
6.2.2.	Interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari.....	267
6.2.3.	Interventi volti a ridurre l’eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento sugli orizzontamenti lignei.....	271
7.	PROPOSTA DI INDAGINI CONOSCITIVE.....	277
7.1.	Il rilievo materico costruttivo	279
7.1.1.	La valutazione della qualità muraria	279
7.2.	La caratterizzazione meccanica dei materiali.....	286
7.2.1.	Termografia	286
7.2.2.	Georadar.....	287
7.2.3.	Indagini magnetometriche	288
7.2.4.	Prove soniche	289
7.2.5.	Saggi, carotaggi ed endoscopia	292
7.2.6.	Prove con martinetto piatto.....	293
7.2.7.	Prelievo campioni.....	298
7.2.8.	Prove sugli elementi lignei	300
7.2.9.	Controllo strutturale attraverso il monitoraggio statico e dinamico	302
7.3.	Proposta di piano d’indagine.....	303

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

CONCLUSIONI	309
ALLEGATI	321
DESCRIZIONE DEL MODELLO 3Muri	327
RINGRAZIAMENTI	369

Abbreviazioni utilizzate:

NORMATIVA:

- Linee guida: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 12/10/2007 (G. U. n. 24 del 29/02/2008) "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni" –Ministero per i Beni e le Attività culturali – Dipartimento per i beni culturali e paesaggistici – Direzione generale per i beni architettonici e paesaggistici.
- N.T.C. 2008: Decreto Ministeriale 14/01/2008 (G. U. n. 29 del 04/02/2008 – Supplemento ordinativo n. 30) "Nuove Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare: Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 02/02/2009 (G.U. n. 47 del 26/02/2009 – Supplemento ordinativo n. 27) "*Istruzioni per l'Applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M.14/01/2008*".
- O.P.C.M. 3362: Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3362 del 08/07/2004, "*Modalità di attivazione del Fondo interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'art.32Ubis del D.L. 30/09/2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla L. n. 326 del 24/11/2003*".

FONDI ARCHIVISTICI:

- ASB: Archivio di Stato di Belluno.
- ASTB: Archivio della Società del Teatro di Belluno.
- ASBFC: Archivio Storico Belluno Feltre e Cadore.
- ASCB: Archivio Storico Comune di Belluno.
- ALPCM: Archivio ufficio Lavori Pubblici Comune di Belluno.
- ALPCM: Archivio ufficio Lavori Pubblici Comune di Belluno.
- UOPCM: Ufficio Opere Pubbliche Comune di Belluno.

Nelle note sono richiamati sinteticamente i riferimenti bibliografici, riportati per esteso in bibliografia:

- [X]: riferimento a bibliografia;
- [MX]: riferimento a manualistica;
- [DX]: riferimento a documentazione storica;
- [SX]: riferimento a sitografia

INTRODUZIONE

Il rischio sismico si compone di tre principali fattori: pericolosità, esposizione e vulnerabilità.

La pericolosità dipende essenzialmente dalle caratteristiche fisiche del terreno e lo studio della storia sismica di un'area, unitamente all'osservazione di caratteristiche geografiche e morfologiche ed a considerazioni di tipo probabilistico sono molto utili per definire dei termini di previsione.

L'esposizione riguarda la maggiore o minore presenza di beni esposti al rischio, la possibilità di sostenere un danno dal punto di vista di vite umane, di patrimonio culturale ed economico.

La vulnerabilità può essere definita come la predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata, ed è determinabile in funzione della tipologia, della qualità di progettazione e dei materiali, della modalità di costruzione e dalla manutenzione dell'edificio specifico.

L'Italia ha una pericolosità sismica medio-alta (per frequenza e intensità dei terremoti), un'esposizione altissima (per densità abitativa e presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo) e una vulnerabilità molto elevata (per fragilità del patrimonio edilizio, infrastrutturale, industriale, produttivo e dei servizi)¹.

E' difficile immaginare delle misure in grado di attenuare i primi due fattori che definiscono il rischio sismico ed è quindi sensato concentrarsi sulla terza componente: un miglioramento della stessa porterebbe al miglioramento della reazione di una struttura a un dato terremoto.

Numerosi eventi sismici hanno dimostrato come in caso di terremoto una delle principali cause di perdite di vite umane sia il crollo degli edifici: rendere sicure le strutture è dunque una priorità.

A tal proposito gli edifici di nuova costruzione devono possedere dei requisiti imposti dalla normativa, ma il tessuto urbano storico italiano è costituito prevalentemente da edifici in muratura portante costruiti in periodi antecedenti alle principali normative antisismiche. Nel passato le costruzioni in muratura erano infatti realizzate in funzione di proporzioni degli elementi strutturali basate sull'intuizione del comportamento strutturale. Questo approccio tiene in considerazione unicamente le azioni statiche (principalmente connesse al peso degli elementi strutturali). La maggior parte degli edifici risulta quindi essere progettata per sopportare le azioni verticali e le spinte orizzontali statiche di archi e volte, seno azioni dinamiche

Certamente, l'osservazione di conseguenze legate ad eventi sismici e la sintetizzazione di queste ed altre considerazioni negli accorgimenti della cosiddetta "regola dell'arte" hanno fatto sì che in molti edifici fossero adottate delle misure in grado di limitarne la

¹ [S9] Protezione Civile.

vulnerabilità, come l'uso di cerchiature, catene, contrafforti, l'attenzione nella qualità dei materiali impiegati e nella modalità di costruzione. Purtroppo tali accorgimenti si trovano effettivamente in edifici di una certa importanza, mentre in gran parte dell'edilizia ordinaria sono piuttosto rari.

La comprensione dell'onerosità delle conseguenze di eventi sismici ha determinato la concentrazione degli sforzi di ricerca tecnologico-scientifica in due direzioni: da un lato, l'identificazione degli elementi di vulnerabilità e la classificazione degli edifici, dall'altro l'individuazione degli interventi e delle pratiche capaci di ridurre la vulnerabilità. Queste due strade proseguono parallelamente, avendo come obiettivo comune la salvaguardia delle vite umane e la protezione ed il rispetto del patrimonio storico-culturale. Si tratta di un mondo di continua innovazione, pertanto occorre considerare la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio come *aggiornamento* piuttosto che come giudizio definitivo, in ragione dell'evoluzione delle metodologie di valutazione (oltre che dello stato di fatto della struttura e delle caratteristiche del contesto in cui è inserita).

Il presente lavoro di tesi riguarda l'analisi strutturale e l'aggiornamento di vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno, sede ufficiale del Comune di Belluno. Si tratta di un edificio soggetto a vincolo storico artistico ubicato nel centro storico della città, la cui edificazione risale al XIX secolo ad opera di un noto progettista locale, Giuseppe Segusini.

La metodologia di analisi seguita si basa su quanto richiesto dallo "Schema di capitolato prestazionale per l'esecuzione delle verifiche sismiche" contenuto nelle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale². Lo schema di capitolato è stato redatto nell'ambito del progetto "Sisma Abruzzo, risorse CIPE delibera 35/2005 - Linea di attività verifiche della vulnerabilità sismica", e rappresenta uno strumento molto valido, frutto della ricerca, dell'osservazione e della sperimentazione scientifica.

La prima parte di questo studio si articola quindi nell'inquadramento geografico, geologico e sismico del sito in cui sorge il manufatto, elementi fondamentali per comprendere la pericolosità a cui può essere soggetto.

Lo schema di capitolato prevede che tutte le indagini e gli accertamenti debbano essere preceduti da un accurato studio sulla documentazione disponibile per l'edificio in esame, riguardanti la sua storia presente e passata. Per questo motivo svolgere un'approfondita ricerca storica sia attraverso la consultazione di documenti presenti negli archivi comunali e di Stato sia attraverso interviste a studiosi di storia locale è stato molto importante.

La conoscenza delle modifiche (ampliamenti, trasformazioni e alterazioni) avvenute nel tempo, con particolare riferimento a quelle dipendenti da eventi sismici storici, risulta uno strumento insostituibile ai fini di una corretta individuazione del sistema resistente e del suo stato di sollecitazione.

² Linee Guida.

Successivamente sono stati riportati i risultati di una serie di osservazioni condotte al fine di determinare il quadro conoscitivo dell'oggetto di studio, come la documentazione fotografica e il rilievo geometrico.

L'impossibilità di eseguire delle specifiche indagini strumentali in situ non ha consentito tuttavia la verifica dei dati e delle informazioni così raccolti. Per questo motivo, il rilievo materico costruttivo è stato supportato da una serie di ipotesi che dovranno essere validate, e la definizione dei parametri meccanici dei materiali fa riferimento ai valori forniti dalla normativa.

Dopo aver formulato alcune ipotesi relative allo stato di fatto del palazzo, è stato condotto uno studio finalizzato a comprendere il comportamento strutturale dell'edificio in cui sono state considerate diverse variabili, come la presenza di eventuali presidi sismici.

L'analisi del degrado e le deduzioni conseguenti all'osservazione del quadro fessurativo hanno permesso di delineare un quadro più complesso della situazione che interessa l'edificio e di individuarne gli elementi che rappresentano delle vulnerabilità. Al fine di poter comprendere in maniera complessiva il comportamento e le problematiche del palazzo, si è scelto di rappresentare lo stato di fatto dell'edificio in maniera tridimensionale, attraverso l'applicazione del quadro fessurativo ad un modello solido. Tale scelta si è dimostrata particolarmente appropriata per una prima individuazione degli elementi di vulnerabilità che caratterizzano la struttura, frutto della sintesi delle considerazioni emerse dalle conoscenze acquisite fino a questo punto.

Si è poi proceduto con l'analisi di vulnerabilità sismica quantificando i carichi agenti e valutando i parametri sismici di progetto. Come previsto dalla normativa vigente, l'analisi è stata attuata mediante una modellazione sia locale che globale³.

Più specificatamente, nella modellazione locale si è compiuta un'analisi per macroelementi, adottando più meccanismi cinematici fuori piano. La verifica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita è stata sviluppata adottando la metodologia di analisi "lineare" e, nel caso in cui questa non venisse verificata, con analisi "non lineare".

Nella modellazione globale si è compiuta un'analisi per meccanismi d'insieme, applicando la metodologia *Vulnus*, e sviluppando delle analisi di tipo push-over attraverso l'ausilio del programma di calcolo "3Muri".

In tutte le modalità di analisi impiegate sono state considerate le numerose incertezze, attraverso lo sviluppo di più modelli rappresentativi delle diverse ipotesi che sono state fatte, come il grado di vincolo che interessa l'edificio o la presenza di presidi sismici.

Un'attenzione particolare è stata rivolta alla valutazione del livello di conoscenza da impiegare. Una volta determinato l'effettivo livello di conoscenza corrispondente alle informazioni di cui realmente si dispone, si è scelto di ripetere tutte le analisi impiegando un livello di conoscenza maggiore. Tale operazione è stata fatta al fine di valutare l'effettivo apporto migliorativo che una conoscenza più approfondita dell'edificio

³ N.T.C. 2008, § 8.7.1, *Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche - Costruzioni in muratura*.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

potrebbe comportare. Oltre a ciò, il confronto tra i risultati ottenuti dalle diverse analisi hanno permesso l'individuazione puntuale degli elementi su cui sarebbe opportuno concentrare le indagini conoscitive, e la scelta delle metodologie più opportune da impiegare.

Per completezza, dopo aver definito la situazione in cui si trova Palazzo Rosso, sono stati considerati alcuni interventi finalizzati al miglioramento sismico e ne si è valutata l'effettiva utilità attraverso i metodi impiegati nell'analisi dello stato di fatto.

1. ANALISI STORICO-CRITICA

1.1. Inquadramento geografico

L'edificio oggetto di studio si trova nel centro storico della città di Belluno, provincia situata nella parte settentrionale della regione Veneto.

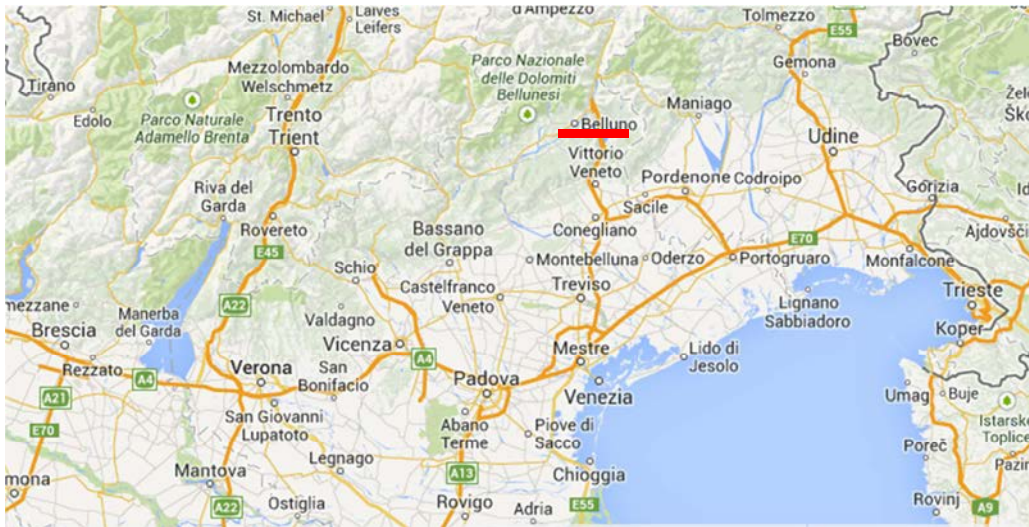


Figura 1.1-1: Localizzazione di Belluno a scala nazionale ([S2] atlante unimondo).

La città di Belluno è ubicata in una zona montuosa, la parte antica della città sorge su uno sperone di roccia in prossimità della confluenza del torrente Ardo con il fiume Piave. Verso nord si trova un'imponente gruppo dolomitico, mentre a sud le Prealpi segnano il confine con la pianura veneta.



Figura 1.1-2: Vista aerea del centro storico di Belluno, il percorso delle scali mobili di Belluno è segnato con un tratteggio rosso ([S10] Regione Veneto).

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno (Palazzo Rosso)

Palazzo Rosso, attuale sede del comune, si trova in Piazza Duomo al numero 1, nel cuore più antico della città.

L'edificio sorge in corrispondenza di quelle che furono le mura difensive della città, in adiacenza all'ex tribunale (edificio in cui termina la scala mobile che dal grande parcheggio di Lambioi porta al centro storico, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

Si accede all'edificio unicamente da Piazza Duomo, il lato corto è rivolto verso l'Edificio delle Poste e l'altra facciata è rivolta verso valle. Il palazzo si sviluppa su tre livelli fuori terra e uno parzialmente interrato, assecondando la naturale inclinazione del suolo.

L'edificio risulta soggetto a vincolo storico-artistico ed architettonico.



1 Palazzo Rosso



2 Palazzo Ex Tribunale



3 Duomo



4 Palazzo delle Poste



5 Palazzo dei Rettori



6 Biblioteca Civica



7 Museo Civico

Figura 1.1-3: Localizzazione del Palazzo del Comune (Palazzo Rosso) e di alcuni edifici ubicati in Piazza Duomo o in prossimità di essa.

1.2. Inquadramento geologico

Le informazioni riguardanti l'inquadramento geologico sono state desunte dalla cartografia realizzata nell'ambito del Progetto CARG- Progetto nazionale della nuova cartografia geologica e geotematica, alla scala 1: 50000 del Servizio Geologico d'Italia (ora APAT).

Dalla carta litostratigrafica del Veneto emerge che l'area di interesse è composta da arenarie e calcareniti torbodontiche in fitta alternanza con marne e argilliti (ecocene), il foglio geomorfologico individua una forte presenza di ghiaia e di uno strato di conoide alluvionale.

La carta geologica individua quest'area come caratterizzata da detriti, alluvioni terrazzate, fluviolacustri e fluvioglaciali (Pleistocene), mentre quella geolitologica l'associa a alluvioni e terreni misti.



Figura 1.2-1: Carta tematica: geomorfologia del territorio di Belluno ([S10] SIT veneto).

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

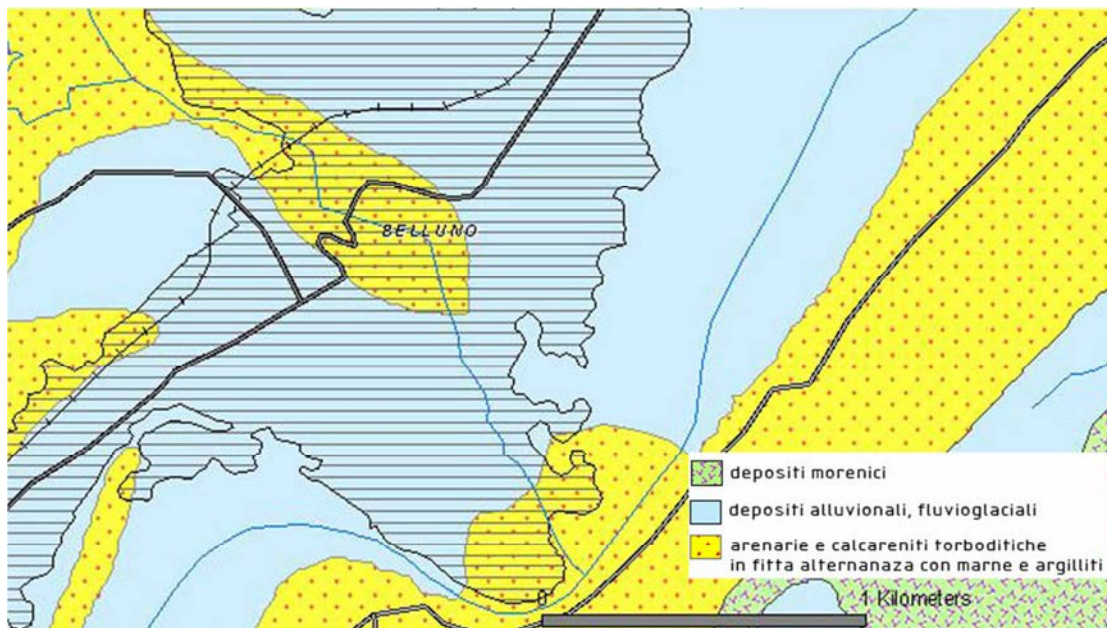


Figura 1.2-2: Carta tematica: carta litostratigrafica del territorio di Belluno ([S10] SIT veneto).

Purtroppo non è stato possibile ottenere delle informazioni più dettagliate in quanto non sono stati compiuti degli studi puntuali sul terreno in cui sorge Palazzo Rosso, e gli studi considerati in alcuni progetti riguardanti edifici limitrofi (Palazzo Ex Tribunale e Palazzo dei Rettori) non riportano dati rilevanti. Da uno studio di microzonazione, che ha indagato il terreno su cui poggia il Palazzo della Prefettura (Palazzo dei Rettori), eseguito a 10 e a 20 m di profondità ha evidenziato uno strato lapideo di circa 5 m, con un Vs_{30}^4 di circa 600.

⁴ Velocità media equivalente delle onde S nei primi 30 m di profondità.

1.3. Inquadramento sismico

1.3.1. Il rischio sismico

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo. Il rischio sismico è la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo, ed è determinato da una combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione⁵. La sismicità dell'Italia è legata principalmente al fatto che essa è situata nella zona di convergenza tra la zolla euroasiatica e quella africana ed è quindi sottoposta a notevoli forze di compressione dovute ai movimenti tettonici (Figura 1.3-1).

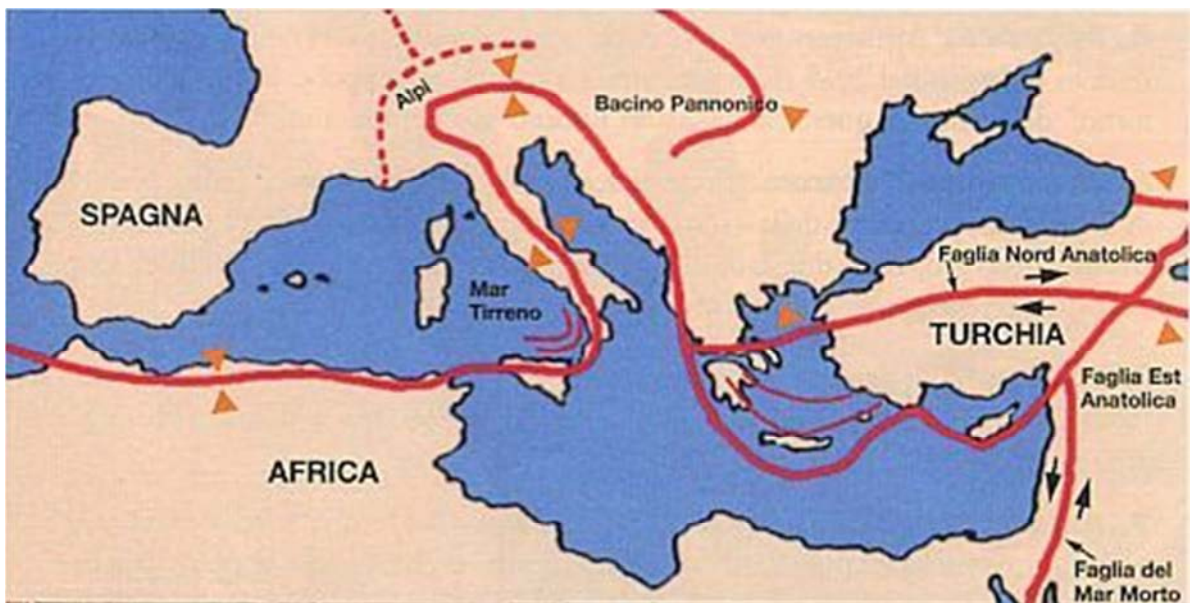


Figura 1.3-1 : Zona di convergenza tra zolla euroasiatica e ed africana ([S8] meteoweb).

Il concetto di pericolosità sismica si può definire associando alla sismicità di un territorio la probabilità che si verifichi un evento sismico in un certo intervallo di tempo: è quindi un concetto che non prescinde dal costruito. Pertanto la pericolosità sismica viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un evento sismico che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (PGA) di interesse. In Figura 1.3-2 è riportata la mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

⁵ [S9] Protezione Civile.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

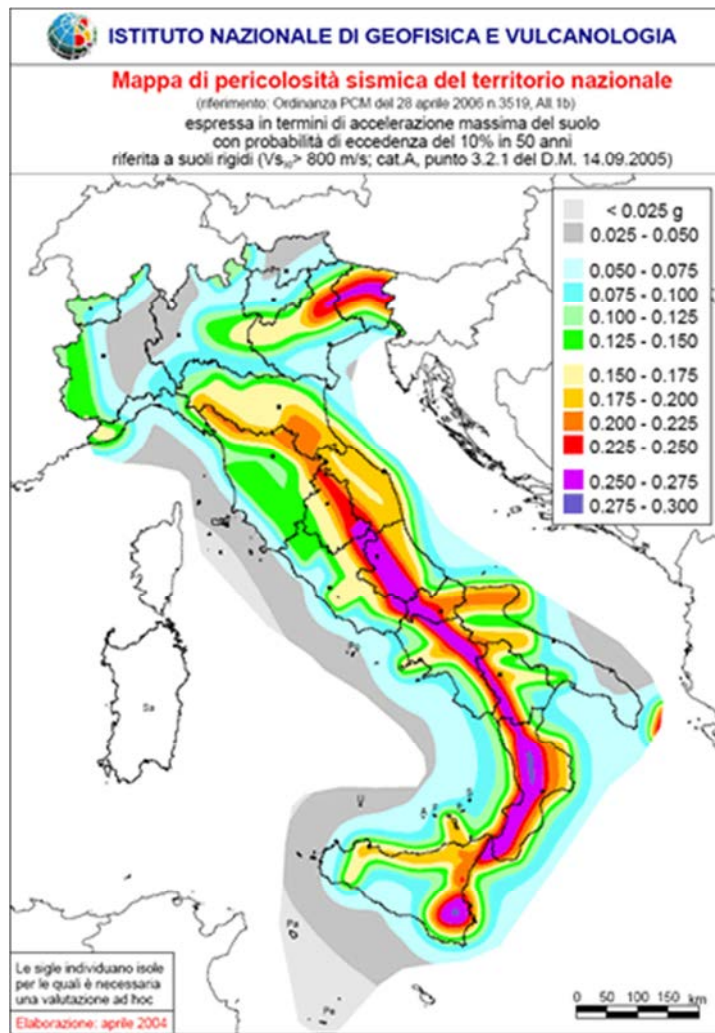


Figura 1.3-2: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale secondo OPGC 3519 ([S6] ingv).

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. In Figura 1.3-3 è riportata la mappa della regione Veneto con i valori di accelerazione di picco su griglia con passo $0,05^\circ$.

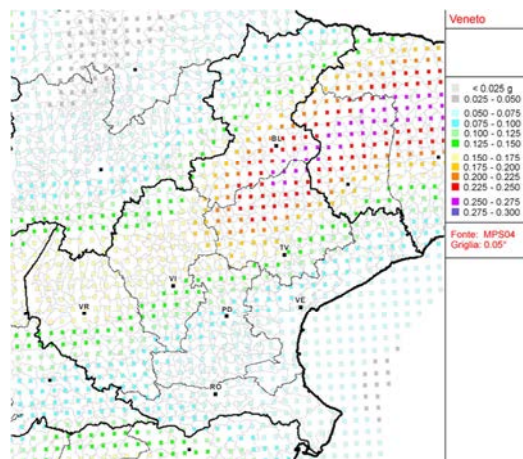


Figura 1.3-3: Mappa di pericolosità sismica della regione Veneto secondo OPGC 3519 ([S6] ingv).

Le conseguenze di un terremoto sul costruito dipendono dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni alle azioni del sisma e ciò si allaccia al concetto di vulnerabilità sismica, definibile come la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello a fronte di un evento sismico di una determinata intensità.

Infine, la maggiore o minore presenza di beni a rischio e, dunque, la conseguente possibilità di subire un danno (in vite umane, economico, ai beni culturali ecc..), viene definita esposizione (di vite umane, beni economici, beni culturali)⁶.

1.3.2. Storia sismica dell'area

Il territorio di Belluno è stato definito come zona sismica 2, che, secondo la definizione dell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, è una Zona con pericolosità sismica media, dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti, soggetta ad accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni compresa tra 0,15g e 0,25g.

Il grafico di Figura 1.3-4 riporta gli eventi sismici che hanno interessato Belluno con intensità epicentrale superiore a 4-5 e presenta in ascissa gli anni, in ordinata l'intensità sismica MCS⁷.

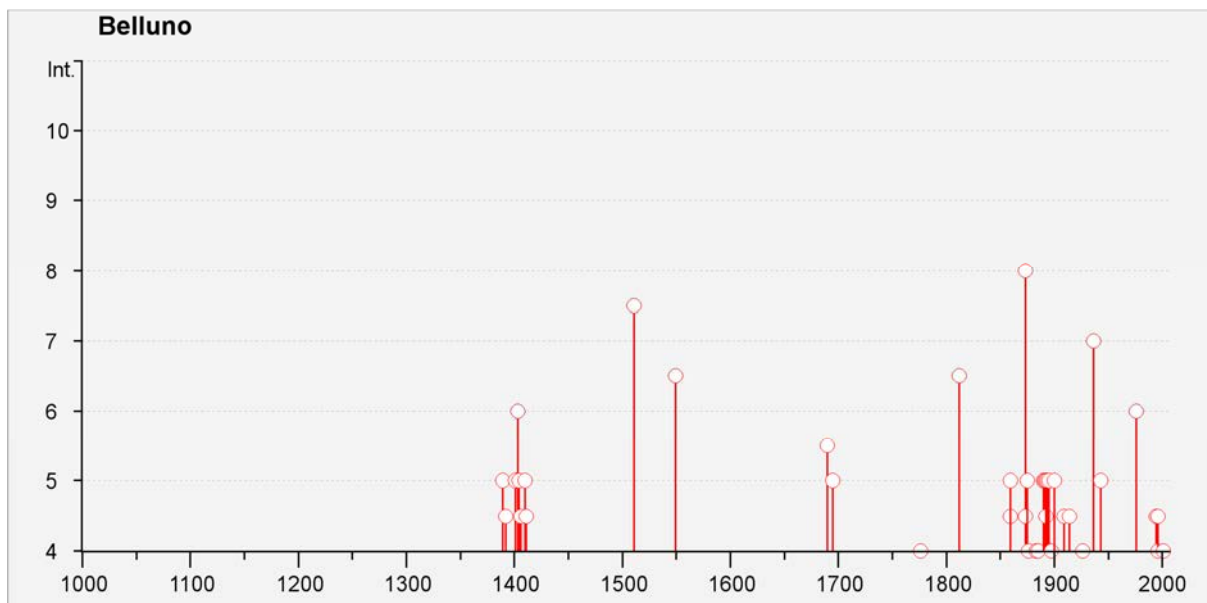


Figura 1.3-4: Diagramma della storia sismica di Belluno ([6] ingv).

La Figura 1.3-5 riassume la storia sismica di Belluno dal 1000 d.C. al 2006, e riporta l'intensità al sito (MCS), data ed ora dell'evento, l'area epicentrale e la magnitudo momento (Mw). Come visibile nella Figura 1.3-4 e nella Figura 1.3-5 sono numerosi gli

⁶ [S9] Protezione Civile.

⁷ Scala macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS 1930), composta da 12 gradi, che descrivono i danni percepiti, al fine di caratterizzare l'intensità relativa delle scosse sismiche.

eventi sismici che hanno interessato l'area di Belluno. In particolare, i terremoti più importanti che si sono riscontrati in quest'area risalgono al 29.06.1873 e al 18.10.1936.

Il terremoto del 1873 ha avuto un'intensità sismica pari a 6,3, il suo epicentro si trovava tra Garna e Cornei, nella zona del lago di Santa Croce. Il sisma è avvenuto all'alba ed ha provocato gravi danni a Belluno, dove la metà degli edifici (duomo compreso) ha subito lesioni importanti e si sono contate decine di vittime. Sono stati riscontrati crolli anche nella conca di Alpago e nel Cansiglio. La zona più colpita si trova tra Belluno, Pordenone e Conegliano⁸.

L'epicentro del terremoto del 1936, di intensità leggermente inferiore, pari a 6, si trova ad est di Fadalto. È stata interessata la zona circostante l'altipiano del Cansiglio ed il territorio di tre province attuali (Belluno, Treviso, Pordenone). I principali paesi con gravi danni sono stati Stevenà, Fiaschetti, Cornei e la conca d'Alpago. Crolli vari si sono registrati anche a Sacile, Belluno, Vittorio Veneto, Conegliano e S. Vito di Cadore.

⁸ [27] A. Della Libera, *Attività sismica nelle Prealpi nord orientali*.

Storia sismica di Belluno
[46.146, 12.222]

Numero di eventi: 67

Effetti

In occasione del terremoto del:

I [MCS]	Data	Ax	Np	Io Mw
5	1389 08 20 13:00	Moggio Udinese	3	6-7 4.93 ±0.34
4-5	1392 01 28 00:30	BELLUNO	1	4-5 4.09 ±0.34
5	1401 06 29 09:00	SEDICO	1	5 4.30 ±0.34
6	1403 01 12 05:30	Belluno	3	6 4.72 ±0.34
5	1404 02 01 21:00	BELLUNO	1	5 4.30 ±0.34
F	1405 06 26 13:45	Bellunese	2	4-5 4.09 ±0.34
4-5	1406 05 28 21:30	BELLUNO	1	4-5 4.09 ±0.34
5	1410 06 10 21:00	Verona	9	
4-5	1411 07 01 06:00	BELLUNO	1	4-5 4.09 ±0.34
7-8	1511 03 26 14:40	Slovenia	66	9 6.98 ±0.17
6-7	1549 09 10	BELLUNO	1	6-7 4.93 ±0.34
5-6	1690 05 04	BELLUNO	1	5-6 4.51 ±0.34
5	1695 02 25 05:30	Asolano	82	10 6.48 ±0.18
4	1776 07 10	TRAMONTI	19	8-9 5.78 ±0.38
6-7	1812 10 25 07:00	SEQUALS	34	7-8 5.71 ±0.35
NR	1828 10 09 02:20	Valle Staffora	114	8 5.76 ±0.15
4-5	1859 01 20 07:55	COLLALTO	36	6 4.98 ±0.32
5	1859 09 29 08:30	BELLUNO	1	5 4.30 ±0.34
3	1860 07 19	VALDOBBIADENE	10	6-7 4.97 ±0.44
3	1873 03 12 20:04	Marche meridionali	196	8 5.95 ±0.10
8	1873 06 29 03:58	Bellunese	199	9-10 6.32 ±0.11
3-4	1873 09 17	LIGURIA ORIENTALE	67	6-7 5.43 ±0.15
4-5	1873 11 06 08:30	BELLUNO	1	4-5 4.09 ±0.34
2	1875 03 17 23:51	Romagna sud-orientale	144	5.93 ±0.16
5	1875 10 24 20:13	BELLUNO	2	4 3.87 ±0.34
3-4	1875 12 06	S.MARCO IN LAMIS	97	8 5.98 ±0.16
4	1876 03 28 01:00	FARRA D'ALPAGO	2	4 3.87 ±0.34
3	1878 03 12 21:36	Bolognese	31	6 5.06 ±0.30
3	1878 04 05 09:46	Bolognese	6	
3	1879 02 14	GARGNANO	6	5 4.83 ±0.63
4	1883 10 22 03:30	CENEDA	5	5-6 4.61 ±0.61
4	1885 12 29	VITTORIO VENETO	47	6 5.18 ±0.19
3-4	1889 12 08	APRICENA	122	7 5.69 ±0.13
5	1890 03 26 20:10	CADORE	48	6 4.96 ±0.38
5	1891 06 07 01:06	Valle d'Illasi	403	8-9 5.86 ±0.06
4-5	1892 01 11 01:56	BOSCO CANSIGLIO	13	4-5 4.28 ±0.42
5	1892 06 23 23:20	CLAUT	71	5-6 4.71 ±0.14
3	1892 08 09 07:58	Valle d'Alpone	160	6-7 4.91 ±0.11
5	1893 10 27 16:31	LONGARONE	54	5 4.60 ±0.26

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Effetti		In occasione del terremoto del:		
I [MCS]	Data	Ax	Np	Io Mw
3	1894 02 09 12:48	Valle d'Illasi	116	6 4.77 ±0.15
F	1894 11 28	FONZASO	11	5-6 4.51 ±0.67
3	1895 02 27 15:38	CLAUT	31	5 4.49 ±0.28
5	1895 04 14 22:17	Slovenia	296	8 6.23 ±0.08
F	1895 06 10 01:47	VALDOBBIADENE	73	6 5.03 ±0.13
4	1897 06 11 12:45	Cornuda	47	5-6 4.54 ±0.33
3	1898 03 04 21:05	Valle del Parma	313	7-8 5.41 ±0.09
5	1900 03 04 16:55	VALDOBBIADENE	98	6-7 5.13 ±0.14
3	1901 10 30 14:49	Salò	190	8 5.70 ±0.10
F	1908 07 10 02:13	Carnia	120	7-8 5.38 ±0.13
4-5	1909 01 13 00:45	BASSA PADANA	799	6-7 5.53 ±0.09
NF	1913 11 25 20:55	Val di Taro	73	4-5 4.84 ±0.20
4-5	1914 10 27 09:22	Garfagnana	618	7 5.76 ±0.09
4	1926 01 01 18:04	Slovenia	63	7-8 5.85 ±0.18
NF	1934 05 04 13:56	Carnia	80	6 4.85 ±0.19
7	1936 10 18 03:10	BOSCO CANSIGLIO	267	9 6.12 ±0.09
5	1943 07 24 01:43	VALDOBBIADENE	29	7 5.20 ±0.23
6	1976 05 06 20:00	Friuli	770	9-10 6.46 ±0.09
2	1983 11 09 16:29	Parmense	850	6-7 5.06 ±0.09
3	1987 05 02 20:43	Reggiano	802	6 4.74 ±0.09
4-5	1994 04 20 21:25	CADORE	159	5-6 4.15 ±0.09
4	1996 02 27 11:13	Barcis	150	5 4.48 ±0.11
4-5	1996 04 13 13:00	CLAUT-BARCIS	164	5-6 4.62 ±0.10
3	1996 10 15 09:56	Correggio	135	7 5.41 ±0.09
4	2001 07 17 15:06	Merano	663	6 4.84 ±0.09
2-3	2004 07 12 13:04	Alpi Giulie	366	5.19 ±0.09
F	2004 11 24 22:59	Lago di Garda	176	7-8 5.06 ±0.09
3	2004 12 04 22:20	Valle del Piave	115	5 4.18 ±0.14

Figura 1.3-5: Storia sismica di Belluno ([6] ingv).

1.4. Analisi storico-critica di Palazzo Rosso

La metodologia di studio utilizzata segue le disposizioni delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008⁹, e della relativa circolare applicativa¹⁰. Data la varietà e la complessità dei casi riscontrabili nelle costruzioni in muratura esistenti, i metodi di analisi e di progettazione non sono standardizzati ma devono essere adattati al caso specifico. Per questo motivo la prima fase da affrontare nell'analisi dell'edificio è quella di delineazione del quadro conoscitivo dell'oggetto di studio, che si compone di un'analisi storico-critica e del rilievo del manufatto. L'analisi storico critica è finalizzata a comprendere l'organismo inteso nella sua unità architettonica e strutturale anche attraverso la conoscenza delle modifiche avvenute nel tempo, con particolare attenzione alle trasformazioni relative alla struttura resistente dell'edificio.

1.4.1. Cenni storici

1.4.1.1. Belluno e dintorni

Già nella prima metà del I millennio a. C. pare che i territori bellunesi fossero abitati da popolazioni paleovenete, risaliti dalla Pianura Padana attraverso il Piave.

Le origini del nome rimandano alla tradizione celtica: la radice “*be*” significa brillante, “*donum*” era usato per indicare “*centro fortificato*”, da qui il significato di “*città splendente*”. I Celti furono presenti con forza nel territorio, e la fondazione della città di Belluno è collocabile tra il 220 e il 200 a.C., appena prima che i Romani conquistassero questo territorio¹¹.

I rapporti tra la popolazione autoctona e i Romani furono inizialmente fondati sul commercio di metalli (ferro e rame), fino a che la città divenne parte della Res Publica Romana. Con il termine “*municipium*”, da “*munus capere*” (assumere un onore), venivano indicati quei centri ai quali era stata concessa la cittadinanza romana. I dati storici a disposizione attestano che Belluno fu municipio di pieno diritto¹².

Il *Castrum* romano sorgeva su un terrazzo fluviale digradante verso sud, in corrispondenza dell'attuale centro storico, e rimase invariato per molti secoli. Sebbene non sia stato ancora individuato il Foro del *municipium*, in Piazza Duomo sono stati rinvenuti degli elementi architettonici che farebbero supporre che in questa zona fossero ubicati i palazzi pubblici più importanti¹³. La città era cinta di mura di cui non è rimasta traccia, anche se un muro rinvenuto nel 1934, durante la costruzione dell'edificio delle poste, potrebbe

⁹ N.T.C. 2008.

¹⁰ Circolare .

¹¹ [25] G. De Bortoli, A. Moro, F. Vizzuti, *Belluno architettura storia arte*.

¹² [38] G. Gullino (a cura di), *Storia di Belluno – Dalla preistoria all'età contemporanea*.

¹³ [21] P. Conte (a cura di), *Belluno – storia di una provincia dolomitica, Dalla Preistoria all'epoca Romana*.

essere messo in relazione con la cinta muraria romana, dato che presenta lo stesso andamento delle case romane rinvenute durante gli scavi della Soprintendenza in altre zone della città ed era affiancato da un fossato¹⁴.

Anche il contesto agrario bellunese fu pesantemente influenzato dalla dominazione romana: i principali effetti della centuriazione si videro nell'impianto di nuove colture e nell'ampliamento delle zone coltivate, attraverso la realizzazione di bonifiche, canalizzazioni, disboscamenti e nuove strade di accesso ai fondi.

Successivamente Belluno subì numerose invasioni barbariche, alternate da periodi di distruzione e abbandono della città, fino ad essere assoggettata ai bizantini e ai longobardi. La struttura amministrativa longobarda era organizzata in pochi grandi ducati, e alcuni antichi *municipia* romani, come Belluno, vennero sottomessi con un diverso rango. A Belluno venne attribuito il ruolo amministrativo di "*sculdàscia*", termine longobardo che identificava una circoscrizione giudiziaria e militare autonoma¹⁵. Nel tempo, la fortificazione della città, ritenuta in posizione strategica, non si arrestò e venne costruito anche un primo rudimentale castello (castello della Motta)¹⁶.

Con l'arrivo dei Franchi, sotto l'amministrazione di vescovi-conti, nel IX secolo, si delineò la città medievale con il castello, la cinta muraria, le porte e i torrioni. L'interno della città era completato dalla cattedrale, il palazzo dei Vescovi, le piazze principali e il sistema viario (basato sull'asse di via Mezzaterra, che percorre anche oggi da nord a sud la città)¹⁷.



Figura 1.4-1: Vista della città di Belluno in una stampa del 1750.

Negli anni fu edificata una nuova cinta muraria, il nucleo urbano si espanse, e nel XIII secolo, con l'istituzione della figura del Podestà, raggiunse l'autonomia amministrativa del Comune. Tuttavia è bene ricordare che la città si trovava geograficamente a cavallo tra due culture periodicamente in contrasto tra loro: tra il mondo latino, in cui nascevano i liberi Comuni, e il mondo tedesco, rigidamente feudale. La vecchia corte feudale,

¹⁴ Ibid.

¹⁵ [21] M. Perale, *L'età Tardoantica*, in *Belluno – Storia di una provincia dolomitica*, a cura di P. Conte.

¹⁶ [64] B. Zanenga, *Comunità montana bellunese*.

¹⁷ [S12] Enciclopedia italiana Treccani, voce: Belluno.

radicata nel tessuto sociale, continuò a coesistere, seppur con un ruolo marginale, con la nuova forma di organizzazione amministrativa.

Il delicato equilibrio fu però messo in crisi dalle continue minacce provenienti da territori limitrofi, si venne a creare quindi una grande instabilità politica che sfociò, nel 1404, nella sottomissione spontanea di Belluno alla Repubblica Serenissima di Venezia¹⁸.

La spontaneità di questa decisione, e la prudenza di Venezia, garantirono alla città di Belluno un certo grado di autonomia amministrativa, e il mantenimento della capacità decisionale del Consiglio dei Nobili, ma le intromissioni di funzionari veneziani (rettori e vicari) permisero alla Serenissima di mantenere di fatto, in maniera indiretta, un buon grado di potere. Per Venezia, Belluno fu considerata principalmente come posizione difensiva verso il nord, e fonte di materie prime importanti, come legnami e materiali impiegati nella produzione navale, e non fu per tanto oggetto di politiche di sviluppo.

Questa situazione mutò leggermente qualche anno dopo, quando la città lagunare ritenne opportuno far valere il proprio potere, a scapito del patrimonio architettonico di Belluno: nel 1421 Venezia impose l'abbattimento di tutti i castelli feudali della piccola nobiltà vescovile¹⁹. Si trattò di un'operazione volta a garantire la sottomissione della nobiltà, difatti non tutti i castelli furono demoliti, perché Venezia scelse alcuni punti strategici in cui mantenne ben salde ed efficienti le fortificazioni²⁰.

Dopo questo episodio, per un po' la città mantenne un assetto politico stabile, che favorì l'edificazione dei palazzi più importanti in Piazza Duomo, fulcro del potere temporale e spirituale. Dopo un grave incendio nel 1471, si decise di costruire ex novo la chiesa distrutta, girandola di 180 gradi rispetto alla preesistente, di modo che la facciata fosse rivolta alla piazza, e l'abside poggiasse su uno dei torrioni delle mura. A quest'epoca risale anche l'edificazione del Palazzo della Comunità²¹.

Nel corso del Settecento, anche Belluno risentì della decadenza di Venezia, fino a quando, nel 1797, il trattato di Campoformio decretò la fine del dominio veneziano.

Il Veneto venne in un primo momento ceduto all'Austria, per poi subire un'alternanza di dominazioni fino all'annessione all'impero Asburgico, cui seguì, nel 1816 la nomina di Belluno a "città regia".

La città in quegli anni vide un periodo di crescita demografica (che diede inizio al fenomeno dell'emigrazione), e di promozione dei lavori pubblici, attraverso l'edificazione di importanti edifici²². Si sviluppò un nuovo nucleo verso nord, detto Campitello (attuale piazza dei Martiri) e, per facilitarne la comunicazione con piazza Duomo, cuore della città, vennero abbattute le mura difensive e fu interrato il fossato a ridosso delle stesse; furono inoltre costruiti alcuni ponti sul Piave e sull'Arno²³.

¹⁸ [21] M. Perale, *L'età Tardoantica*, in *Belluno – Storia di una provincia dolomitica*, a cura di P. Conte.

¹⁹ [52] M. Perale, *Le tre cime, le cinque torri e il fiume*.

²⁰ [21] M. Perale, *Letà Tardoantica*, in *Belluno – storia di una provincia dolomitica*, a cura di P. Conte.

²¹ Ibid.

²² [38] G. Gullino (a cura di), *Storia di Belluno – Dalla preistoria all'età contemporanea*.

²³ [25] G. De Bortoli, A. Moro, F. Vizzuti, *Belluno architettura storia arte*.

Nel 1866, superata una breve fase di dominio austriaco, Belluno entrò a far parte del Regno d'Italia, unificato dal Piemonte, con conseguente passaggio al sistema amministrativo centralizzato, che colse impreparata la popolazione: non vi fu alcun aumento produttivo e le condizioni di vita peggiorarono, favorendo ulteriormente l'emigrazione.

Molti di quanti avevano lasciato la città furono pochi anni dopo costretti a tornare; questo rientro forzato, unito ad altri elementi di disagio, implicarono una grave crisi sociale, che culminò nella partecipazione attiva di Belluno alla I Guerra Mondiale.

Guerra, carestie e l'occupazione degli austriaci devastarono la città, che non fu in grado di riprendersi prima di essere coinvolta in un nuovo conflitto mondiale nel 1943.

Episodi molto violenti legati alla guerra e alla resistenza coinvolsero Belluno, e portarono alla onorificenza della medaglia d'oro al Valor Militare alla città nel 1947.

Nel secondo dopoguerra Belluno ebbe modo di riprendersi e svilupparsi, attraverso la costruzione di importanti opere pubbliche e la partecipazione attiva a numerosi eventi sportivi, sociali e culturali, fino ai giorni nostri²⁴.

1.4.1.2. L'area di analisi

Per contestualizzare adeguatamente Palazzo Rosso nella storia delle trasformazioni urbane di Belluno, è necessario considerare l'assetto del centro cittadino ben prima della sua costruzione²⁵.

Già dal XV secolo il cuore della città era piazza Duomo, che ospitava al tempo stesso la cattedrale e le sedi delle funzioni amministrative più importanti, sorte in età medievale. Verso la metà del secolo furono avviati una serie di interventi per conferire al centro montano dignità urbana. All'epoca gli statuti cittadini prevedevano particolari misure in materia di prevenzione incendio (ad esempio, erano proibiti tetti in paglia e le canne fumarie erano soggette a regolamentazioni), e nel 1467 fu ordinata la demolizione di poggioli e barbacani sporgenti in legno lungo la via principale²⁶. In quest'epoca esisteva già un Palazzo della Comunità, ubicato a fianco della cattedrale, e ne furono previste una serie di modifiche, finché, nel 1476, il rettore presentò un modello completo di misure per innalzare un nuovo palazzo, e di lì a poco iniziò il cantiere²⁷.

Il nuovo edificio venne ultimato nel 1500, era addossato alle mura difensive e inglobava anche Porta Pusterna, ospitava oltre che la sede della Comunità, anche la Cancelleria e

²⁴ [21] P. Conte (a cura di), *Belluno – Storia di una provincia dolomitica, dalla caduta di Venezia ai giorni nostri*.

²⁵ Vengono riportate alcune puntualizzazioni sulla storia dell'edificio che sorgeva al posto di Palazzo Rosso, ricavate dalla consultazione di fonti conservate presso l' ASCB, già affrontata in [19] O. Ceiner, *La Caminata: appunti per la storia del palazzo della Comunità di Cival di Belluno*.

²⁶ [18] O. Ceiner, *Nuove sulla Caminata, palazzo dell'antica Comunità di Belluno*, in *La Caminata, palazzo dell'antica Comunità di Belluno Storia e Arte*, Belluno, Associazione Amici dell'Archivio storico di Belluno Feltre e Cadore, 2012.

²⁷ Ibid.

l'Ufficio maggiore del Collegio dei notai. Veniva comunemente chiamato "Caminata", in riferimento del grande camino presente nella sala del consiglio. E' opportuno ricordare che Porta Pusterla non era una porta ufficiale, bensì una specie di porta di emergenza (era l'accesso a Sottocastello), all'interno della quale vi era un piccolo edificio adibito a corpo di guardia. Garantiva ai rappresentanti del governo una via di fuga celere verso il fiume Piave in caso di assedio, aveva quindi un ruolo strategico molto rilevante.

A fianco all'edificio principale, in aderenza e probabilmente comunicante con esso, esisteva un palazzetto, sull'edificazione del quale non si sono rintracciate fonti, il quale era adibito a residenza del Vicario pretorio, ufficiale di nomina veneziana, al pari del Podestà e Capitano, che di questi ne faceva le veci. Sulla facciata si trovano stemmi e busti.

Lo stabile più grande della Caminata era usato anche come sede per occasionali rappresentazioni teatrali.



Figura 1.4-2: Particolare planimetrico di Piazza Duomo nel 1830, in cui sono le piante del Duomo, del Palazzo della Caminata, indicato con teatro, la Porta Pusterla e la casa del Vicario, disegno (ASCB).

Nel 1538 una scala posta a sud est fu ampliata fino a colmare lo spazio tra il Palazzo della Comunità e la Cattedrale²⁸, nell'occasione si provvide a rinforzare la struttura portante della Caminata, senza che l'edificio subisse grandi mutamenti.

Nel secolo successivo il palazzo venne definito in alcuni documenti "Vecchio"²⁹ e continuò ad essere la sede istituzionale dell'amministrazione locale, benché utilizzato sempre più come teatro.

²⁸ [D03] ASBFC, *Comunità, Provisioni, Libro K* (1474-1487).

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)



Figura 1.4-3: *Forum Nobilium Civitatis Bellunum*, incisione, M. S. Gianpiccoli (ASCB). *Veduta di piazza Duomo*, incisione, Marco Sebastiano Gianpiccoli, 1780 (ASCB).

Con il cambio di regime, ovvero con la nascita del Regno Lombardo Veneto, nel corso dell'Ottocento, l'amministrazione cittadina continuò nei primi tempi a risiedere nell'edificio. I mutamenti più radicali si ebbero quando la nuova amministrazione austriaca decise di costruire il tribunale al posto della Caminata, demolendo l'antico manufatto quattrocentesco.

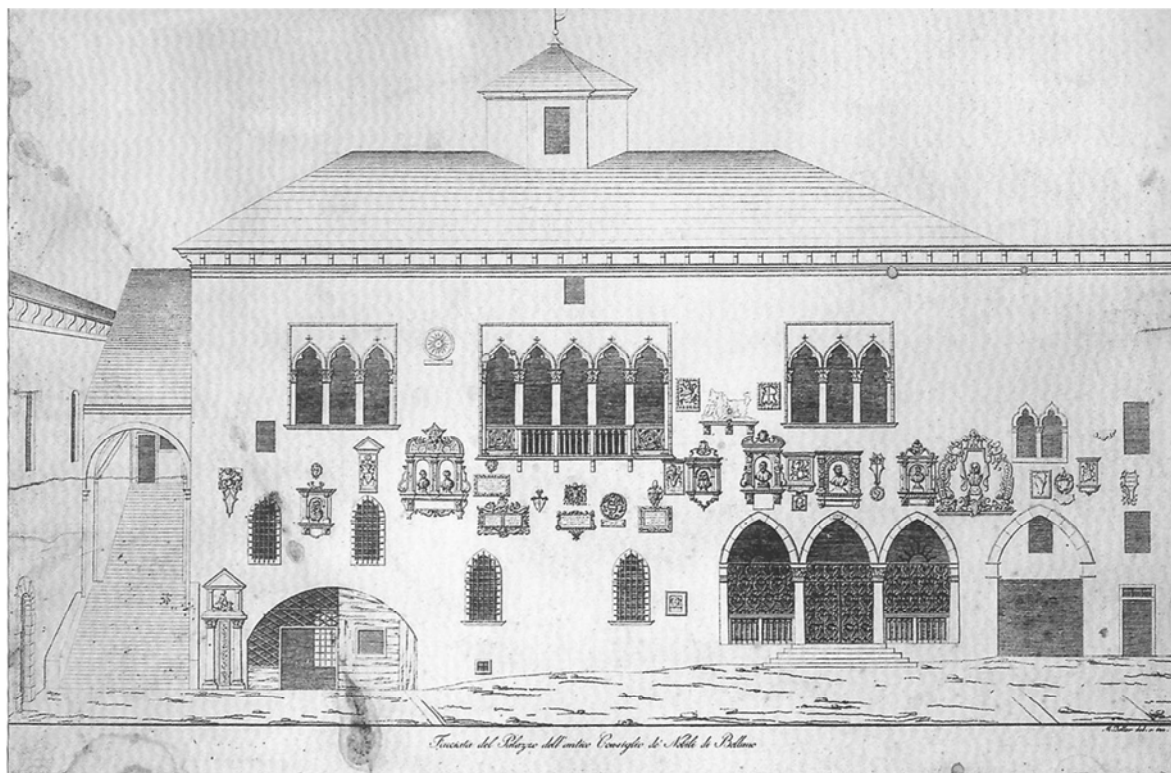


Figura 1.4-4: *Veduta della Caminata*, disegno preparatorio per l'incisione, Merchioller Toller, 1835 (Belluno, collezione privata).

²⁹ [01] G. B. Barpo, *Descrizione di civald di Belluno e suo territorio*.

Secondo alcune fonti nel 1833 la Caminata fu dunque ceduta dal Comune al governo austriaco. Da una perizia di stima redatta dall'ingegnere in capo delle pubbliche costruzioni emerge che le murature si trovavano in uno stato degradato tale da indurre la demolizione di questo gotico palazzo³⁰. Il progetto per il nuovo tribunale fu elaborato dall'architetto Segusini, e curato dall'Ufficio governativo tramite i dirigenti Venturelli, Lorenzoni, Zilli; i lavori furono ultimati solo nel 1838, a causa di alcune difficoltà e cambiamenti progettuali, non secondari quelli dovuti alla contemporaneità dei lavori al palazzo municipale, affidati alla medesima ditta appaltatrice. La circostanza del rifacimento del palazzo infatti fece nascere, nel 1833 circa, l'idea di demolire l'attigua casa comunale, ridotta in condizioni inadeguate all'uso a cui è destinata. Anche questo progetto venne affidato all'architetto Segusini, e ottenne la regolare approvazione dalla sanzione d'arte dell'Imperial Regio Ufficio delle pubbliche costruzioni³¹. Il collaudo della nuova costruzione municipale, oggetto di questo studio, è datato 10 febbraio 1840. Questo edificio presenta ancor oggi in modo visibile le testimonianze lapidee di quello che fu il Palazzo Vecchio, come emerge dal confronto virtuale tra Palazzo Rosso e La Caminata, in Figura 1.4-6.



Figura 1.4-5: Prospetti degli edifici verso Piazza Duomo ([25] Belluno storia architettura arte).

³⁰ [D02] ASTB, Atti relativi all'erezione del nuovo Teatro.

³¹ [D04] ASCB, congregazione municipale della regia città di Belluno, busta speciale Costruzione del Palazzo Municipale.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno (Palazzo Rosso)

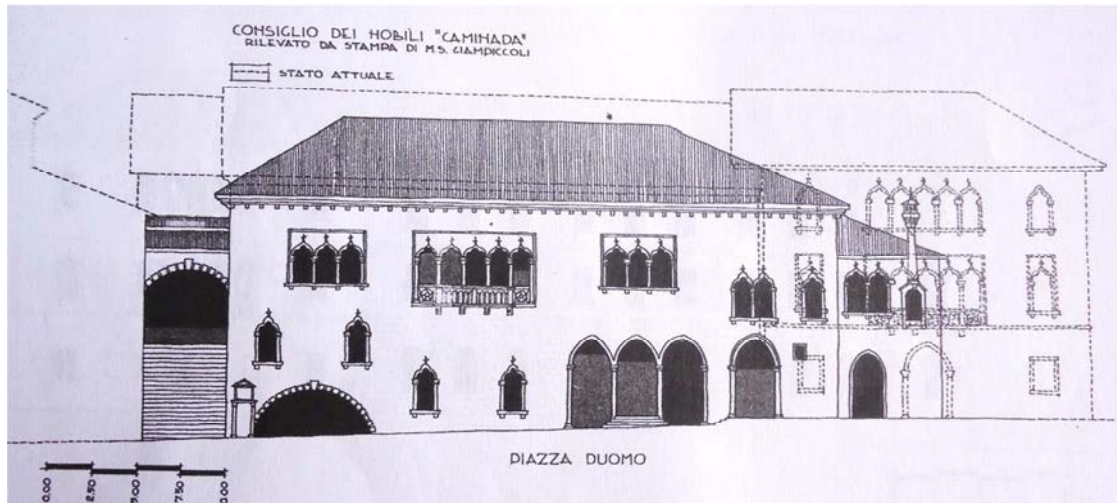


Figura 1.4-6: Confronto tra i prospetti attuali e quello della Caminata ([25] Belluno storia architettura arte).



Figura 1.4-7: Particolare della polifora centrale della facciata principale di Palazzo Rosso, elemento architettonico che apparteneva originariamente alla Caminata.

Pochi decenni dopo l'ultimazione dei lavori, un grave terremoto colpì Belluno, con considerevoli conseguenze anche per il palazzo municipale. Anche nel corso del Novecento un ulteriore evento sismico causò dei dissesti alla struttura.



Figura 1.4-8: Estratto da catasto austro-italiano, Il conservazione, fine XIX secolo (ASB).

Salvo interventi relativi a questi gravi episodi, e qualche intervento di manutenzione l'edificio si conservò nel suo aspetto originario per quasi un secolo. Nel 1931 venne infatti deciso di alleggerire la facciata, ridimensionando alcune aperture e rimuovendo qualche elemento decorativo. Le lapidi e gli stemmi che ornavano un tempo la facciata della Caminata furono in parte depositati in edifici municipali.

Dal punto di vista funzionale, Palazzo Rosso non ha subito variazioni nella destinazione d'uso, mantenendo invariata la sua funzione istituzionale dal momento della sua edificazione fino ad oggi.

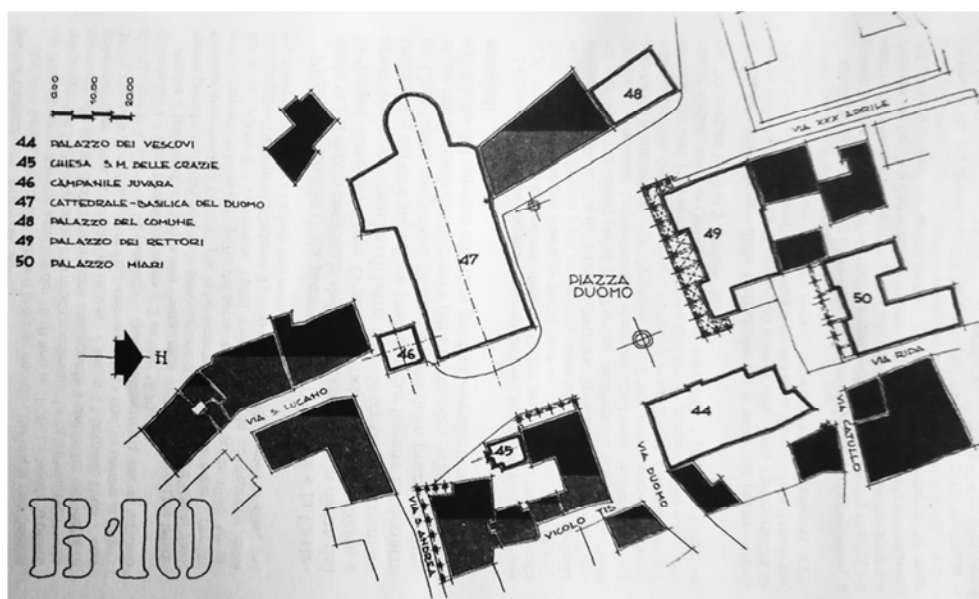


Figura 1.4-9: Sistemazione attuale di Piazza Duomo ([25] Belluno, storia architettura arte).

1.4.2. L'architetto Giuseppe Segusini

Giuseppe Segusini nacque a Feltre il 15 luglio 1801, in una famiglia che cadde in miseria qualche anno dopo. Dopo essere stato sommariamente istruito dal maestro Fedele Norcen, si avvicinò all'idea di entrare in seminario, ma lo zio, direttore del seminario stesso, lo dissuase. Iniziò quindi a lavorare come panettiere e falegname, impegnandosi ugualmente nella scuola del seminario, studiando solo disegno, sotto gli insegnamenti di un maestro bellunese e di uno veneziano³². La sua bravura spiccò già in questo primo ambiente artistico, tanto che un suo professore si impegnò a coinvolgere i cittadini più abbienti del paese al fine di procurare i mezzi necessari al giovane per sviluppare il proprio talento. Segusini iniziò quindi a studiare all'Accademia delle Belle Arti di Venezia nella primavera del 1823. I primi progetti hanno come oggetto un tempietto ed altri edifici di piccola scala; la prima retribuzione arriverà per il progetto del duomo di Oderzo, anche se poi non verrà realizzato³³.

Nel 1832 ritornò a Belluno, in occasione della fiera di San Martino, e il Conte Antonio Miari lo invitò a presentare un proprio progetto al concorso per l'edificazione del nuovo teatro, che era stato appena indetto. Questo benefattore presentò il giovane Segusini al presidente della commissione, Dott. Gianbattista Zannini, il quale rimase talmente colpito dall'eleganza del progetto, che insistette affinché venisse affidata a Giuseppe anche la direzione principale dei lavori. Questo incarico lo impegnò nei due anni successivi, e segnò l'inizio di una brillante carriera: da quel momento infatti: "gli crescevano le ordinazioni sia per parte delle fabbricarie, e sia per parte dei comuni"³⁴.

L'Accademia delle Belle Arti lo nominò socio d'onore, e solo nel 1838 gli viene concesso il titolo e il libero esercizio di Architetto Ingegnere.

Già nei primi anni di lavoro cercò di sviluppare una formazione completa, occupandosi anche di interventi di restauro, come quello della chiesa di Agordo. A questo periodo risale anche il progetto per il teatro di Innsbruck.

La sua fama accrebbe rapidamente, tanto che nel 1845, in occasione di un viaggio scientifico e artistico in Italia, venne accolta da molti personaggi illustri, e perfino Papa Gregorio XVI si dimostrò ansioso di riceverlo³⁵.

Da un documento redatto negli ultimi anni di lavoro, l' "Elenco di lavori eseguiti o solo progettati da me", l'architetto riassunse le sue opere, dividendole per tipologie; appare così evidente la varietà dei temi che seppe abilmente tradurre in architettura, rappresentando pressoché tutti gli stili: dal romanico al greco, dal gotico al lombardesco, considerando anche il Cinquecento³⁶.

³² [36] G. Guiotto, *Giuseppe Segusini, la storia dell'architetto urbanista a cui si devono tantissime opere realizzate nella città natale.*

³³ [02] I. Bernardi, *Vita di Giuseppe Segusini.*

³⁴ [61] Cit. A. Vecellio, *Nel primo centenario natale del cav. Giuseppe Segusini, architetto feltrense*, p. 9.

³⁵ [05] G. Biasuz, *Dalle memorie dell'architetto Giuseppe Segusini (spigolature).*

³⁶ [02] I. Bernardi, *Vita di Giuseppe Segusini.*

Nell'elenco compaiono infatti chiese, ville, ospedali, teatri, musei, ma anche stabilimenti commerciali: Segusini dimostrò la sua competenza tanto a committenti privati quanto ad enti pubblici, e seppe mettersi alla prova anche come urbanista, curando la ricostruzione di Padola e Lorenzago³⁷.

La maggior parte delle sue opere vennero realizzate nel bellunese, ma ottenne grandi riconoscimenti anche per progetti a Vienna, Innsbruck, Venezia. Segusini si occupò anche della riedificazione dell'abside della cattedrale di Belluno, crollata in seguito al terremoto del 1873.

Palazzo Rosso è il primo edificio in stile gotico che venne realizzato da Segusini, successivamente questo stile verrà ripreso dall'architetto nel progetto di Palazzo Guarnieri, a Feltre (nel 1835), in un Tabernacolo e nel riadattamento della chiesa di Follina.

Attraverso i suoi lavori, Segusini dimostrò un gusto e una pluralità di linguaggi ammucante, sviluppando la sua vena creativa dalla condizione protetta dell'accademia allo sviluppo di progetti più originali ed elaborati³⁸

Nella sua terra natale venne sempre stimato, tanto che in occasione della sua morte, il 29 marzo 1876, venne onorato sia dalla città di Belluno che da Feltre.



Figura 1.4-10: Palazzo Guarnieri, Feltre.

³⁷ Si tratta del "Rifabbrico" dopo gli incendi: piani di progettazione di interi paesi a seguito di gravi incendi, frequenti nella metà del XIX secolo. In molti nuclei urbani montani, l'amministrazione ritenne opportuno elaborare dei piani di intervento per la ricostruzione delle abitazioni distrutte senza intaccare il patrimonio boschivo, fonte di reddito per la comunità, attraverso incentivi per le ricostruzioni in mattoni.

³⁸ [55] G. Romanelli, *Venezia e l'ambiente veneto*.

1.1.1. Lo stile Neogotico e il suo sviluppo nel Veneto

L'Ottocento è un secolo caratterizzato da un forte fermento culturale, che ha posto in luce la necessità di riconsiderare e rivalutare il ruolo dell'arte nei secoli precedenti. Gli architetti hanno avuto così l'occasione di ispirarsi ad una varietà di correnti architettoniche del passato, tanto che è difficile poter identificare questo periodo con uno stile preciso.

Proprio in questo secolo il concetto di stile è oggetto di una profonda riflessione: assume un'importanza fondamentale il nuovo concetto di corrispondenza fra lo spirito di una certa epoca e lo stile con cui essa si esprime nelle opere d'arte. Pare dunque una contraddizione il fatto che da un lato si avverte la necessità di individuare uno stile emblematico del proprio tempo, dall'altro proprio questo secolo vede una decisa ripetizione degli stili del passato. D'altra parte, una visione interessante propone di leggere questo eclettismo come una manifestazione della vivacità culturale dell'epoca, frutto dell'acquisizione della coscienza storica, grande conquista del XIX secolo³⁹. In quest'ottica la ripresa di caratteristiche del passato non viene considerata come una mera ripetizione, quanto piuttosto come la capacità dell'uomo moderno di saper riconoscere e contestualizzare un linguaggio architettonico preciso, di saper in qualche modo dominare gli stili del passato. Questa ambiguità è particolarmente presente nell'architettura tedesca, ma interessa in maniera generalizzata la gran parte d'Europa.

In Italia, specialmente nei primi anni dell'Ottocento, le correnti architettoniche che sembrano avere maggiore successo sono il neoclassico e il neogotico, che riguardano rispettivamente la riscoperta dello stile classico e del gotico.

La riscoperta dello stile medioevale per eccellenza trova le radici nello spirito del Romanticismo, che ne sottolinea il carattere drammatico, avvallando così il principio secondo cui l'espressione artistica non deve raffigurare la bellezza classica, quanto piuttosto suscitare emozioni e sentimenti per la sua struggente forza⁴⁰. Questa rivalutazione ha origine in Gran Bretagna, dove l'interesse per la vita e l'arte del Medioevo e il restauro dei monumenti medievali portarono alla definizione di un vero e proprio Gothic Revival, per poi lasciare spazio solo verso la metà del secolo a manifestazioni più originali.

In Italia il ritorno diffuso al fascino medioevale è meno marcato e si sviluppa in concomitanza alle prime sollecitazioni nazionali e dell'unità d'Italia. Si può osservare che la riscoperta romantica del medioevo assegna una grande carica simbolica ad alcuni monumenti, definiti non a caso "nazionali": in essi si riflettono e si materializzano tensioni politiche, religiose e letterarie⁴¹. Il neomedievalismo è in questo caso inteso come movimento di rivalutazione delle potenzialità etniche e storiche delle singole nazioni, delle tradizioni creative e delle culture autoctone dei popoli, intuite come forme di

³⁹ [53] G. Pigafetta, *Storia dell'architettura moderna*.

⁴⁰ Ibid

⁴¹ [65] G. Zucconi, *L'invenzione del passato – Camillo Boito e l'architettura neomedievale*.

partecipazione ad un movimento storico incline all'evoluzione delle autonomie nazionali⁴². Un aspetto molto importante in cui si manifesta questa tendenza è la volontà non solo di restaurare, ma anche di completare i monumenti del passato. Ad esempio, dopo un lungo periodo di interruzione riprendono i lavori del duomo di Milano, come della Facciata di Santa Maria del Fiore a Firenze.

Un'altra considerazione importante riguarda il fatto che nel corso del tempo i principi costruttivi gotici sono stati mantenuti in uso e le maestranze hanno acquisito sempre più competenza⁴³. Questo aspetto assume particolare rilievo analizzando anche le tendenze urbanistiche dell'epoca: un problema fondamentale riguarda l'interazione tra il palazzo e la città. Il palazzo non è già da tempo considerato simbolo esclusivo della nobiltà: specialmente in questo tempo sembra necessario delineare le caratteristiche formali adatte ad una tipologia di palazzo "borghese". Questa definizione riguarda sia edifici destinati alla residenza di classi sociali diverse sia lo sviluppo del palazzo come sede di uffici governativi, di ministeri, di tribunali, di banche. Anche in questo caso il ricorso alla tradizione nelle scelte formali presenta diverse connotazioni, e anche il neogotico trova uno spazio adeguato. L'uso del neogotico nell'architettura dei palazzi pubblici è giustificato anche da un atteggiamento diffuso in Italia nell'Ottocento, che prevede il riconoscimento alle costruzioni medioevali di una razionalità strutturale, specie in ordine alla funzione⁴⁴.

Quest'ultimo spunto permette di collegarsi all'edificio oggetto di questo studio, che si ricorda essere la sede amministrativa del comune di Belluno. In Veneto la preferenza di caratteri neogotici nella progettazione di palazzi di città è fortemente legata all'influenza artistica portata da Venezia nei territori che sono stati ad essa sottomessi nel tempo.

La Serenissima trova proprio nel gotico lo stile predominante, ma le peculiarità della città lagunare, unitamente alle influenze arabe, fanno sì che i Palazzi Veneziani, come Palazzo Ducale o Cà d'Oro, presentino delle caratteristiche molto specifiche. Queste sono talmente marcate da aver fatto nascere la necessità di definire un stile gotico veneziano, caratterizzato da archi ogivali a forma di chiglia rovesciata o a dorso d'asino e dalle finestre ornate.

Oltre alle caratteristiche degli originali palazzi gotici, occorre considerare che nel XIX secolo presso l'Accademia delle belle Arti di Venezia è assegnato un peso particolare all'insegnamento dell'architettura, tanto da diventare il polo più importante del Veneto. In quegli anni vennero stampati diversi manuali per divulgare i principi fondamentali dell'arte gotica, da cui traspare un'attenzione particolare nella definizione dei dettagli e delle decorazioni tipiche dell'arte gotica⁴⁵.

⁴² [23] C. Cresti, *Esperienze neogotiche in Toscana*.

⁴³ [62] P. Ventrice (a cura di), *Tecnica e tecnologia nell'architettura dell'Ottocento*.

⁴⁴ [14] R. Bossaglia, *Dal neogotico romantico al neogotico simbolista*.

⁴⁵ [65] G. Zucconi, *L'invenzione del passato – Camillo Boito e l'architettura neomedievale*.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

In molte città venete, il neogotico verrà spesso accolto quindi con estrema naturalezza, quasi come manifestazione del potere della città lagunare, e verrà largamente impiegato specie dai giovani progettisti che si sono formati all'accademia. Non si tratta in questo caso della ripresa degli elementi maggiormente estremizzati del gotico, che rimandano alle grandi cattedrali inglesi, quanto piuttosto della ripresa di archi acuti e delle volte ogivali e dell'uso degli elementi decorativi. Inoltre, molto spesso la tipica decorazione delle finestre, vagamente arabeggiante, viene realizzata applicando cornici originali medievali ai nuovi palazzi.



Figura 1.4-11: Esempio di aperture in stile gotico veneziano, cortile di Cà d'Oro, XV secolo, Esempio di architettura in stile gotico veneziano, hotel Danieli, XV secolo.

1.1.2. Il progetto originale di Palazzo Rosso

I primi documenti significativi ai fini di comprendere la struttura dell'edificio sono le relazioni di progetto e i capitolati⁴⁶ in cui si esprime la volontà di costruire la nuova sede comunale nel luogo dove sorgeva la casa del vicario pretorio, che inglobava anche Porta Pusterna.

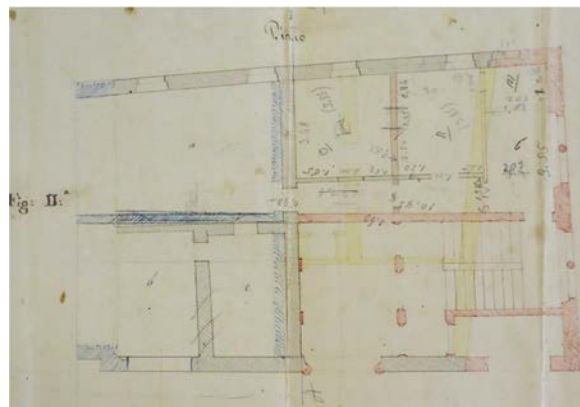
L'incarico della progettazione venne affidato a Segusini, costituì uno dei primi interventi dell'architetto nel feltrino-bellunese.

Nei documenti riguardanti il nuovo progetto viene considerata sia la necessità di ampliare il nucleo edilizio esistente sia la possibilità che i lavori relativi al rifacimento del palazzo adiacente (attuale ex Tribunale) possano danneggiare la situazione, già di per sé precaria, in cui si trovava la struttura.

I documenti specificano inoltre la convenienza nell'utilizzare parte dei muri esistenti, ovvero la parte rivolta a mezzogiorno, giudicata sufficientemente adatta a sostenere la nuova costruzione. Il progetto prevede l'allungamento dei muri longitudinali, mantenendo l'ingresso e la facciata principale rivolti verso Piazza Duomo.

Le relazioni pervenute ad oggi sono accompagnate da alcuni disegni⁴⁷, importanti per comprendere l'evoluzione del progetto, da cui appare chiaro che ci sono state delle modifiche (specialmente all'ultimo piano) in fase di attuazione dei lavori.

Come si vede dalla Figura 1.4-12, i disegni di Segusini riportano in nero i muri che devono essere mantenuti (e in blu sono segnate delle modifiche successive), in giallo le demolizioni e in rosso le ricostruzioni: l'edificio sarà composto da un piano parzialmente interrato e tre piani fuori terra⁴⁸. Più volte nei documenti si raccomanda l'attenzione da osservare nelle demolizioni e in altri interventi, al fine di non danneggiare le parti da mantenere o il materiale di recupero, nonché la necessità di usare materiali di ottima qualità.



⁴⁶ Progetto di riduzione e ampliamento della casa comunale di questa b.a città di Belluno per uso d'Ufficio Municipale in [D4] ASCB, *Costruzione del Palazzo Municipale* .

⁴⁷ Tipi del progetto originario dell'architetto Giuseppe Segusini per la costruzione del nuovo Palazzo Municipale di Belluno , in [D4] ASCB, *Costruzione del Palazzo Municipale* .

⁴⁸ Vedi tavole 2.01 e 2.02.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

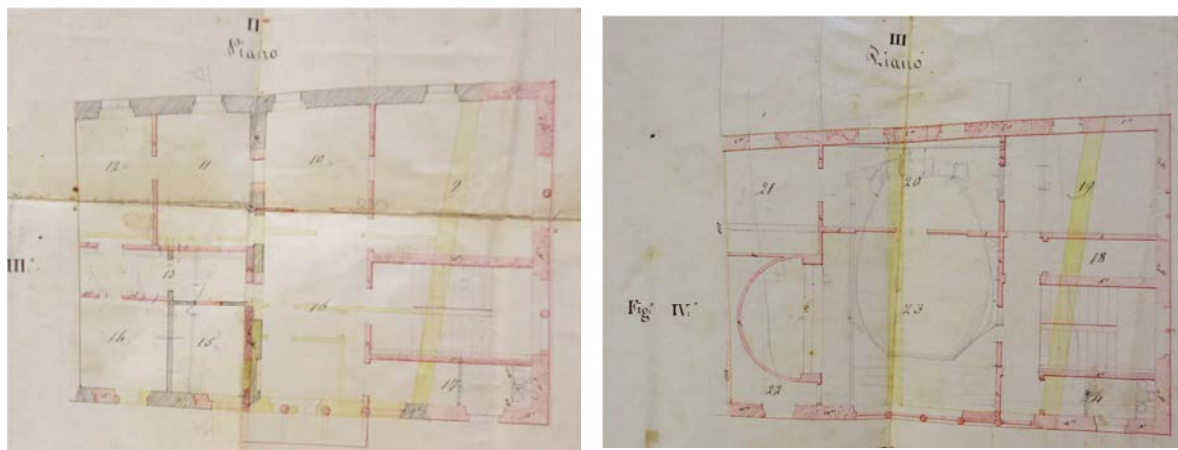


Figura 1.4-12: Pianta dei vari piani, disegno di progetto di Segusini, 1834 (ASCB). In rosso sono segnate le nuove edificazioni, in giallo le demolizioni e in nero le preesistenze mantenute.

Segusini indicò con puntualità e precisione gli interventi che dovevano essere fatti per rafforzare le fondazioni e creare quelle per le nuove murature. In particolare, si indicano le lunghezze delle murature ad uso di fondazione sia dei muri maestri che dei pilastri, da realizzare in pietrame.

In un documento successivo all'inizio dei lavori si osserva però che il terreno della parte rivolta verso occidente è di qualità inadeguata a sostenere il tipo di fondazione scelto, e che si preferì usare un tipo di fondazione a palafitta, con tre ordini di pali in larice che scendono a 3,10 m di profondità, fitti alternativamente, legati in sommità da tre correnti, riempiendo gli spazi risultanti con ciottoli. Questa tipologia di fondazione si estende per circa 17m nella parte rivolta verso il Piave, e per 13m in quella verso l'attuale Palazzo ex Tribunale, mentre il terreno rivolto verso la piazza presentò delle caratteristiche tali da permettere l'esecuzione delle fondazioni originariamente previste.

Lo spazio compreso all'interno del perimetro dato dalle fondazioni sembra essere riempito di ciottoli e sassi.

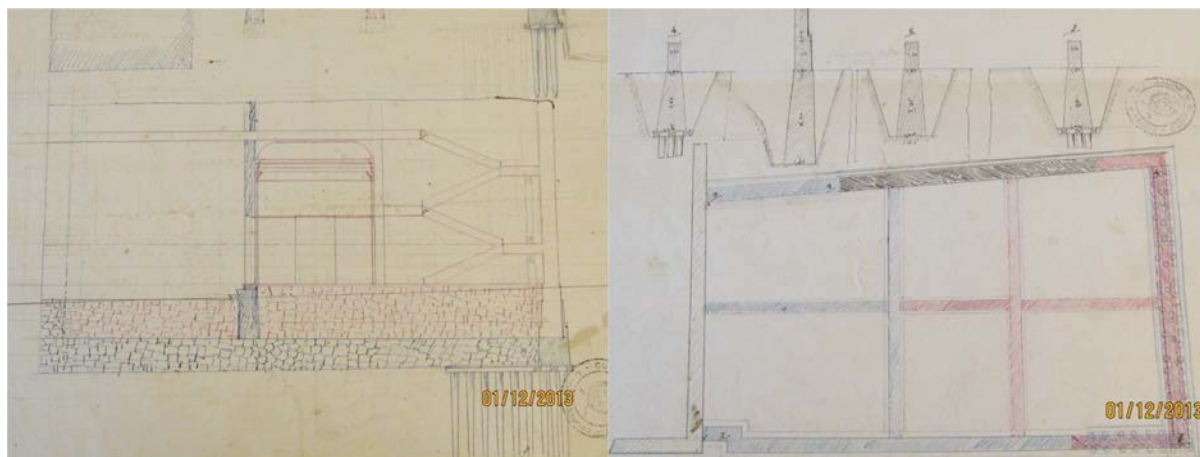


Figura 1.4-13: Pianta delle fondazioni e sezione, disegno di progetto di Segusini, 1834, (ASCB). In rosso sono segnate le nuove edificazioni.

Si indicò poi l'edificazione dei muri maestri e di quelli perimetrali, il cui spessore è di circa 0,70 m alla base, per poi gradualmente ridursi all'aumentare dell'altezza. Sia nella

relazione di progetto che nel capitolato si indica esplicitamente che nell'edificazione dei muri principali devono essere utilizzati per quanto possibile gli scarti risultanti dalle demolizioni, eventualmente integrati da pietre e sassi di nuova provenienza o da mattoni pieni (definiti "pietre cotte").

Coerentemente con la tradizione costruttiva e la disponibilità del materiale locali, le murature dovrebbero essere quindi composte da pietrame e malta, mentre le parti in mattoni sarebbero molto limitate (ad esempio, la muratura della facciata principale del II piano sembra essere realizzata con questo materiale).

Purtroppo, in nessuno scritto si fa menzione del muro adiacente il Palazzo Tribunale, salvo in un breve passaggio in cui si riporta l'ipotesi, avanzata da un altro ingegnere, di ricostruirlo per intero: risulta quindi difficile ipotizzarne la composizione o la datazione⁴⁹.

I muri divisorii ai piani più alti sono previsti "a cantinelle" (dei listelli in legno) in doppio spessore, ma poi venne corretta questa indicazione, preferendo per l'ultimo piano dei divisorii in mattoni pieni.

Per tutti i muri si prevede poi la finitura d'ambo le facce con ottimo cemento grosso e fino e l'imbiancatura con due mani di latte di calce.

Dal disegno di Segusini, l'atrio di ingresso presenta un soffitto "a guscio", ma in alcuni scritti si fa riferimento ad un "cielo a crociera", generando quindi qualche dubbio in merito.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, essi sono in travatura lignea, con soffitti "a cantinelle" (ovvero con una sottile listatura lignea), intonacati con cemento grosso e fino e imbiancati a due mani di latte di calce.

Il pavimento del piano di ingresso è previsto formato da pietre tagliate in quadrati, accuratamente disposti. Il pavimento della sala al piano superiore deve essere composto da uno strato di tavolato in abete, inchiodato alla travatura, con sopra un pavimento a terrazzo con lesene in pietra, perfettamente levigato e lucidato, mentre tutto il resto del piano, e i rimanenti locali, dovrà essere coperto da un semplice tavolato in abete.

Le scale principali sono state previste in pietra a vivo, mentre quelle di accesso alla soffitta in legno, a carattere provvisorio, dato che non era previsto che l'ambiente del sottotetto fosse utilizzato.

Per quanto riguarda gli elementi decorativi e le grandi finestre gotiche, essi sono quasi per intero elementi di recupero dal Palazzo della Caminata, alcune parti nuove sono in pietra, altri in mattone e pietra artificiale.

⁴⁹ [D4] ASCB, *Costruzione del Palazzo Municipale*.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)



Figura 1.4-14: Prospetto principale e prospetto laterale disegno di progetto di Segusini, 1834 (ASCB).

1.1.3. Evoluzione del fabbricato nel tempo

Il collaudo dell'edificio è datato 2 aprile 1840, a firma dell'ing. Giovanni De Bosio⁵⁰. Per alcuni anni l'edificio non subì modifiche, fino al terremoto del 1873. La scheda di rilievo dei danni dovuti al terremoto⁵¹ purtroppo non specifica quelli subiti dal Palazzo Comunale, facendoli semplicemente rientrare nel conto economico complessivo dei beni di proprietà comunale.

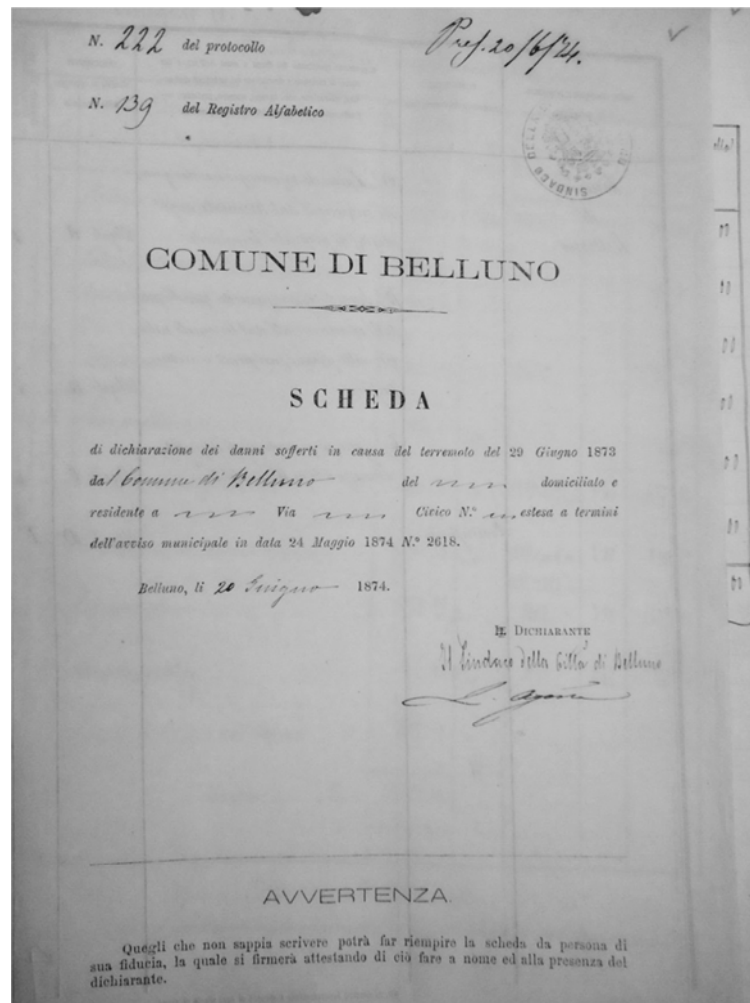


Figura 1.4-15: Scheda di rilievo dei danni del terremoto, 1873 (ASCB).

Nel 1930 furono avviati dei lavori di restauro delle facciate che prevedevano anche la chiusura di alcune finestre al piano terra, sostituendo le aperture ad arco con finestre più semplici, rettangolari. Nel corso dei lavori, dopo aver liberato le facciate dagli intonaci fu rilevato che i muri si trovavano in cattive condizioni statiche, presentando profonde fenditure e parti sconnesse, e si provvide quindi al loro rifacimento con “muro di cotto e malta di cemento”. Da alcuni documenti tecnici dell'epoca⁵², completi di disegni

⁵⁰ [D04] ASCB, *Costruzione del Palazzo Municipale*.

⁵¹ [D06] ASCB, *Scheda di rilevazione dei danni sofferti in causa del terremoto del 29 giugno 1873*.

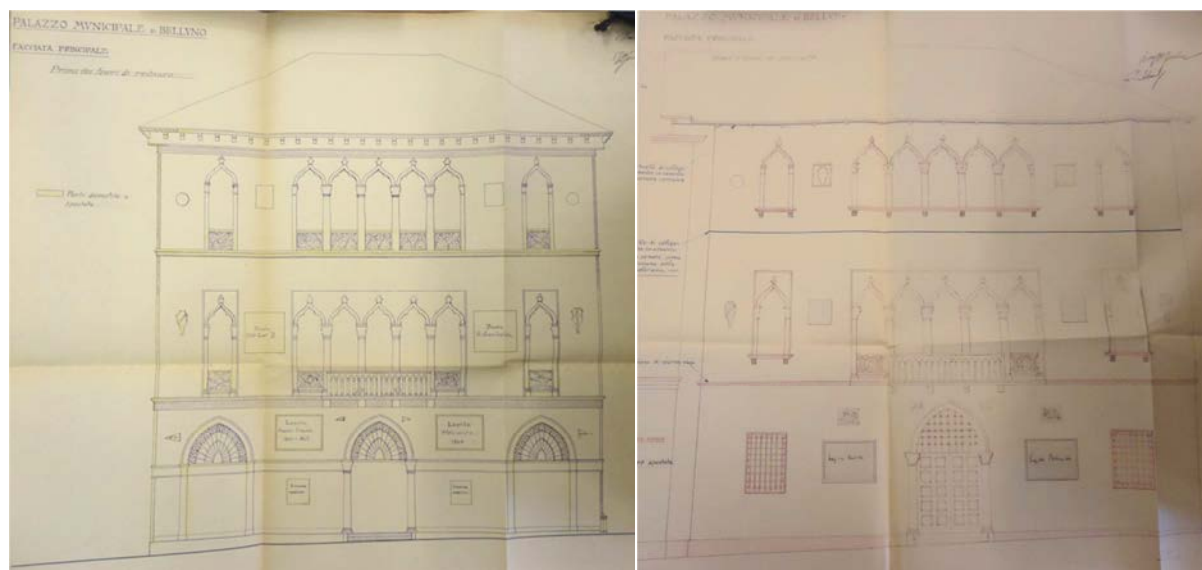
⁵² *Perizia suppletiva riguardante la liquidazione dei lavori di restauro delle facciate di Palazzo Rosso*, in [D7] ASCB, *Progetto e deliberazione liquidazione lavori di restauro delle facciate del Palazzo Municipale*.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

esplicativi⁵³, emerge che l'intervento sulle tre facciate fu condotto in modo invasivo, con l'inserimento di alcuni presidi antisismici. Un anello di collegamento in cemento armato, eseguito mediante scanalatura a punta all'altezza dell'impalcato del piano secondo e un anello in cemento armato all'altezza del sottotetto, l'inserimento di alcuni tiranti in posizioni incerte, la sistemazione del cornicione di coronamento, la rimozione di alcuni elementi decorativi e il riempimento dei vuoti con muratura in mattoni pieni⁵⁴.



Figura 1.4-16: Palazzo Rosso, in una fotografia antecedente ai lavori di restauro delle facciate (Belluno, collezione privata).



⁵³ Progetto di restauro delle facciate di Palazzo Rosso, in [D7] ASCB, Progetto e deliberazione liquidazione lavori di restauro delle facciate del Palazzo Municipale.

⁵⁴ Vedi tavola 2.03.

Figura 1.4-17: Prospetto principale, progetto di restauro delle facciate, disegno, 1931 (ASCB).

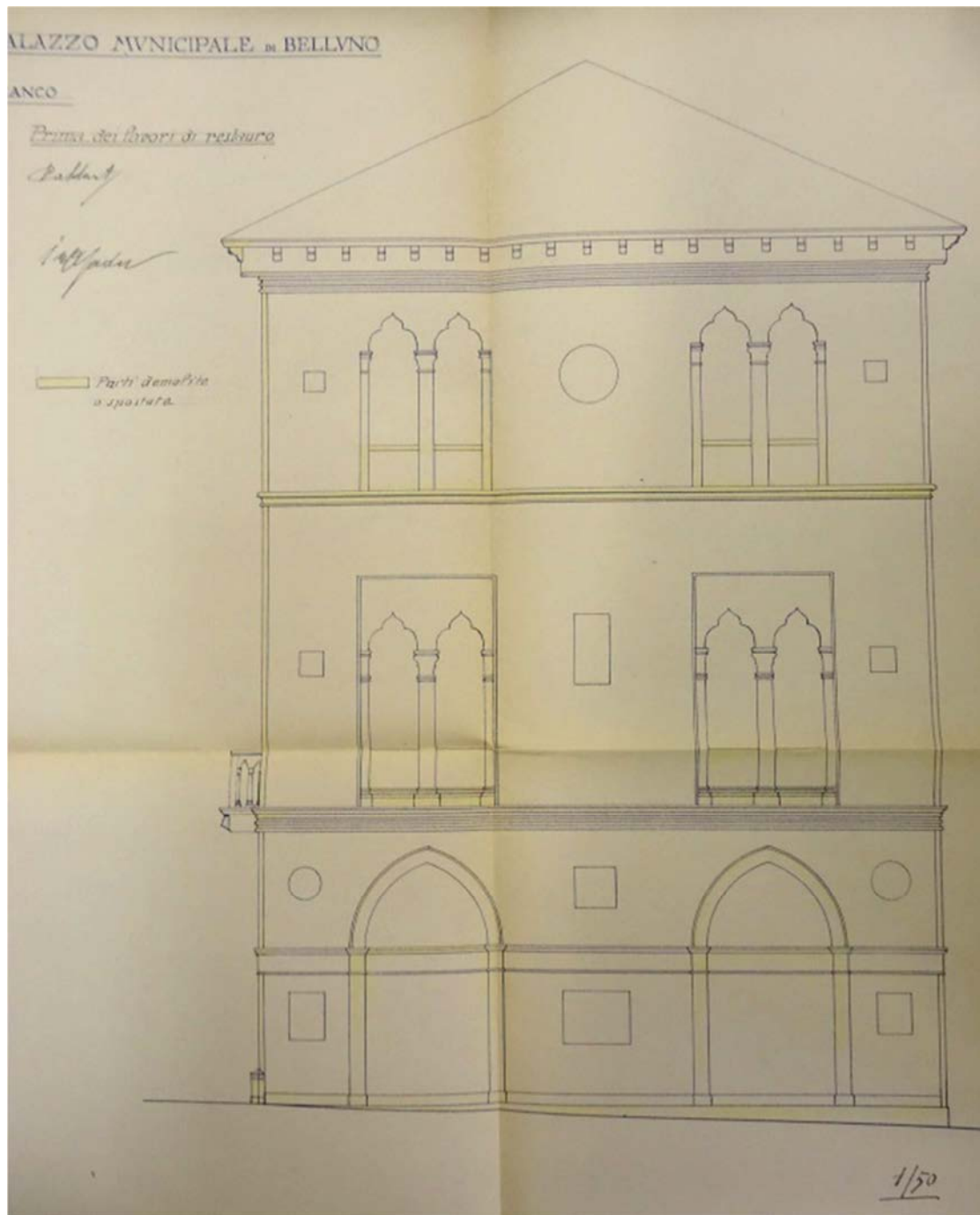


Figura 1.4-18: Prospetto laterale, progetto di restauro delle facciate, disegno, 1931 (ASCB).

Questi interventi di restauro si rivelarono providenziali quando, il 18 ottobre 1936, si verificò un evento sismico di notevole rilevanza. Dalla perizia descrittiva dei lavori⁵⁵ e da un rapporto relativo agli stessi si evince che “nel Palazzo Municipale il terremoto ha prodotto sensibili danni che si sono manifestati quasi totalmente nelle murature trasversali interne”⁵⁶. Le legature introdotte nel 1931 “hanno salvato si può dire

⁵⁵ Perizia descrittiva dei lavori, in [D08] ASCB, *Riparazione del Palazzo Municipale danneggiato dal terremoto del 18 ottobre 1936*.

⁵⁶ Rapporto dei lavori in seguito al terremoto del 1936, in [D08] ASCB, *Riparazione del Palazzo Municipale danneggiato dal terremoto del 18 ottobre 1936*.

completamente le facciate e tutti gli architrave delle numerose finestre⁵⁷. Invece all'interno quasi tutti gli architravi delle porte sono stati lesionati più o meno gravemente e numerose fessure si sono aperte nei muri maestri⁵⁸.

Anche la scala e alcuni soffitti furono gravemente danneggiati e la copertura è stata rimaneggiata per intero. Allo scopo di consolidare maggiormente i due muri di spina principali furono previsti dei tiranti con tondini di ferro da 30mm da applicarsi in corrispondenza dei solai del piano primo e secondo. Da una perizia dei lavori di consolidamento e restauro sembra che i lavori di rifacimento delle murature siano stati eseguiti, in punti non precisati, con il sistema dello scuci-cuci, alcune parti siano state rafforzate con elementi in cemento armato, il tetto sia stato rimaneggiato per intero. Inoltre, negli stessi documenti, è previsto l'inserimento di alcuni tiranti in ferro, il rinforzo del pianerottolo delle scale del secondo piano tramite delle travi in ferro trattate a due mani di minio, e l'impiego di travi in larice per supplire al crollo dell'ultima rampa⁵⁹. Le lesioni lievi sono state riprese con scarnitura e malta cementizia, ma sono indicate delle demolizioni: le rampe delle scale all'estremità superiore, il penultimo e l'ultimo pianerottolo. Purtroppo non sono stati reperiti i disegni che erano originariamente a supporto di questa documentazione, risulta quindi impossibile individuare esattamente i muri oggetto di intervento e i tiranti che furono messi in opera.

In una lettera alla soprintendenza si afferma che il terremoto ha gravemente lesionato uno dei muri maestri sul quale si trovano gli affreschi dei pittori De Min e Paoletti, nella Sala del Consiglio⁶⁰. Dovendo por mano ai lavori di consolidamento del muro, si richiede un sopralluogo della soprintendenza (l'anno precedente era stato approvato un intervento di restauro agli affreschi, non realizzato per via del terremoto), inoltre, si specifica che l'intero soffitto della sala, anch'esso affrescato, dovrà essere abbattuto, perché pericolante, sollecitando quindi la visita. Allo stato attuale il soffitto della sala è ancora quello originale, e, non essendo pervenuta la risposta della soprintendenza a questa richiesta, non è chiaro il tipo di intervento che è stato realizzato.

La data del collaudo in seguito ai lavori di restauro è 30 maggio 1940.

Un progetto dell'ufficio tecnico datato 25 ottobre 1951 riguarda la ricostruzione della scala interna in cemento armato, probabilmente in sostituzione delle misure provvisorie adottate in seguito al terremoto⁶¹.

Negli stessi anni si sottolinea la situazione di forte degrado in cui si trova l'ufficio licenze, situato sulla sinistra dell'atrio di ingresso, e se ne suppone una nuova sistemazione⁶². Questo documento ci è utile per capire che probabilmente in quest'epoca la volta di copertura dell'ingresso non era stata ancora edificata, dato che viene fatta richiesta di

⁵⁷ Ibid.

⁵⁸ Ibid.

⁵⁹ [D08] ASCB, *Riparazione del Palazzo Municipale danneggiato dal terremoto del 18 ottobre 1936*.

⁶⁰ *Lettera alla Soprintendenza*, in [D08] ASCB, *Riparazione del Palazzo Municipale danneggiato dal terremoto del 18 ottobre 1936*.

⁶¹ [D11] ASCB, *Ricostruzione scala interna, in calcestruzzo armato*.

⁶² [D09] ASCB, *Relazione di progetto sistemazione ufficio licenze*.

poter “aprire una finestra semicircolare sull’atrio dell’edificio analogamente a quanto è stato fatto di recente per dar luce al vano delle scale”. Dal confronto con lo stato attuale si evince che questo progetto non è stato realizzato, o per lo meno sono state fatte ulteriori trasformazioni. Ciò, unitamente a testimonianze che non indicano interventi in questo ambito negli ultimi trent’anni, fa supporre che la sistemazione dell’attuale locale adibito a caldaia (e di quello ad esso soprastante) e l’edificazione della volta in ingresso siano successive a questa data, ma comprese entro gli anni settanta del Novecento.

Nel 1954 si decise di spostare l’archivio nella soffitta e vengono previsti alcuni lavori per adattare i locali. Una perizia di spesa elenca il materiale necessario a questo adattamento, gli elementi più rilevanti sono la costruzione di una scala in legno alla marinara (e l’edificazione del relativo ingresso alla soffitta in laterizi forati) e la realizzazione di due abbaini⁶³. Ciò avrà delle ripercussioni qualche anno dopo: questo aumento dei carichi gravanti sui solai è probabilmente la causa di alcune fessure che comparvero nei soffitti delle sale sottostanti. Si decise quindi di spostare l’archivio al piano seminterrato, per alleggerire i solai dei piani più alti.

In un disciplinare d’appalto del 1954 si parla della sistemazione ad uffici degli attuali magazzini dell’ufficio Economato nel seminterrato del Palazzo Municipale. La descrizione dei lavori comprende gli scavi per l’abbassamento dell’attuale piano dello scantinato con trasporto del materiale, la demolizione di muratura di pietrame per ricavare nuovi fori di porta e per ingrandimento delle attuali finestre, la demolizione totale dei soffitti e le scrostature intonaci a raso sasso con conseguente rifacimento. Sono inoltre comprese la costruzione di tramezze in mattoni pieni per divisione dei nuovi locali, la realizzazione di un’ architrave a sostegno della parete soprastante del corridoio degli uffici di Ragioneria ed Economato e altri interventi di minore rilevanza.

I documenti reperiti riguardanti gli interventi realizzati a Palazzo Rosso successivamente agli anni cinquanta sono dei progetti che coinvolgono sia il Palazzo in oggetto che quello adiacente, Palazzo Ex Tribunale. In particolare, un progetto datato 13 settembre 1991, curato dall’arch. Pante e dall’ing. Da Rold, prevede, tra le altre cose, la messa in comunicazione dei due edifici in diversi punti. Questo progetto non è arrivato alla fase esecutiva, ma si può supporre che alcune parti, come l’apertura del varco comunicante con Palazzo ex Tribunale, al secondo piano) siano state realizzate dall’ufficio tecnico comunale, in una data non meglio precisata, attorno al 1994⁶⁴.

Nel giugno 1999 viene elaborato un progetto per la centrale termica, in quanto per realizzare le scale mobili (intervento che ha coinvolto Palazzo ex Tribunale) si è resa necessaria la rimozione della centrale termica a servizio del fabbricato ex Tribunale e l’esecuzione di un by-pass con l’impianto termo idraulico afferente all’adiacente Palazzo Rosso. Questa soluzione doveva essere a carattere provvisorio, data l’impossibilità di

⁶³ Perizia di spesa, in [D10] *Progetto per la costruzione della scala di accesso alla soffitta del Palazzo Municipale e per la sistemazione della soffitta stessa ad uso archivio.*

⁶⁴ [D13] UOPCM, *Progetto ex uffici giudiziari e palazzo municipale in piazza Duomo a Belluno.*

poter ampliare l'impianto a Palazzo Rosso⁶⁵. La soluzione individuata prevede il teleriscaldamento dei due edifici adiacenti che si affacciano su Piazza Duomo a partire dalla centrale termica degli uffici comunali di Piazza Castello, potenziata con la posa in opera di due nuove caldaie a condensazione. Le due nuove condotte preisolte vengono posizionate ad adeguata profondità lungo il giardino tra i palazzi e collegate al sistema di tubazioni esistenti in corrispondenza al locale di Palazzo Rosso, destinato ad alloggiare esclusivamente le apparecchiature di controllo e circuitazione previa rimozione del generatore esistente. Il Palazzo comunale non subisce quindi interventi invasivi, viene semplicemente adeguato il locale caldaia esistente.

Nel luglio 2001 viene redatto un piano per l'adeguamento alla normativa per la sicurezza antincendio, ma dal confronto con lo stato attuale appare anch'esso non realizzato.

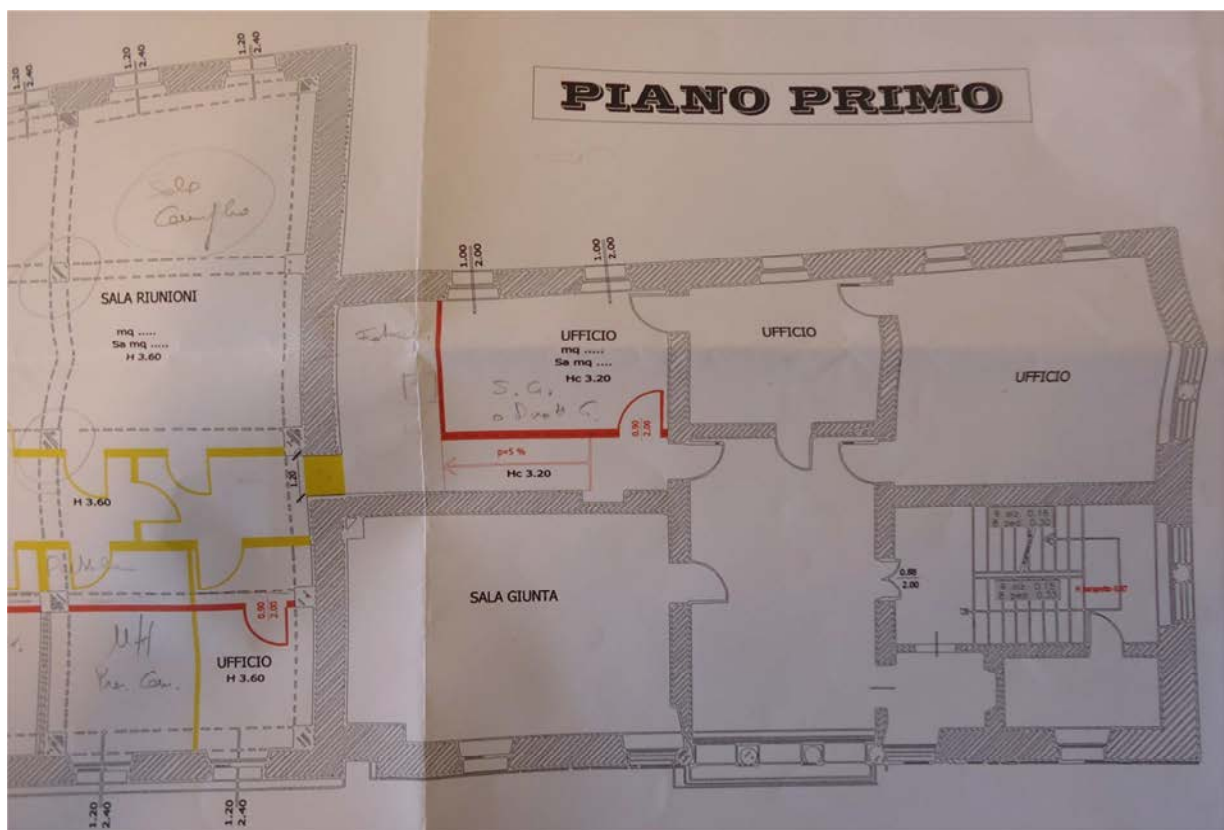


Figura 1.4-19: Pianta piano primo, progetto di adeguamento antincendio, 2001 (UOPCM).

⁶⁵ [D14] UOPCM, *Adeguamento centrale termica*.

2. RILIEVO FOTOGRAFICO E DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

2.1. Rilievo fotografico esterno e descrizione dell'edificio

Nel corso della prima fase di indagini conoscitive, è stato realizzato un rilievo fotografico dettagliato al fine di contribuire ad una accurata conoscenza dell'edificio nel complesso e nelle sue singole parti. Una lettura conoscitiva immediata dell'edificio si può avere consultando le tavole di rilievo fotografico (tavola 3.01 e successive), che contengono l'identificazione della singola foto in pianta o in prospetto, tramite i coni ottici.

L'edificio ha una pianta trapezoidale, il cui lato minore è addossato alla costruzione adiacente, il suo opposto e il lato lungo seguono la camminata verso valle, e quello principale affaccia sulla piazza.

I prospetti principali sono molto regolari, in stile neogotico, e comprendono alcuni elementi architettonici dell'antico palazzo comunale (La Caminata), come numerosi stemmi e lapidi commemorative, mentre quello rivolto verso valle è semplificato e privo di ornamenti.

Il terreno su cui sorge il palazzo è scosceso, ciò è sottolineato da una piccola fascia basamentale che regolarizza l'insieme (in pietra lungo i lati nobili, e nell'altro in un materiale meno pregiato), ripresa da una sottile fascia di marcapiano che si interrompe nel prospetto di minore importanza.



Figura 2.1-1: Vista dell'edificio da Piazza Duomo.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)



Figura 2.1-2: Prospetto principale del Palazzo del Comune, rivolto verso Piazza Duomo.



Figura 2.1-3: Prospetto laterale e prospetto rivolto verso valle di Palazzo Rosso.

La facciata rivolta verso la piazza (Figura 2.1-2) ha una disposizione simmetrica delle aperture: la porzione centrale è occupata dal portone di ingresso, ad arco ogivale, sormontato da una pentafora con un piccolo balconcino, incorniciate da una cornice in pietra, che viene ripetuta al piano superiore in modo semplificato. Alle estremità sono presenti delle monofore, la cui finitura è coerente con la soluzione centrale.

Nel prospetto principale è evidente anche una divisione orizzontali dei livelli, i quali presentano delle caratteristiche stilistiche leggermente diversificate, da cui traspare un'organizzazione gerarchica che identifica il piano centrale come quello di maggior importanza.

Il prospetto più corto è in armonia con quello precedentemente descritto, è anch'esso simmetrico e presenta due nuclei di aperture per piano, che si declinano in semplici finestre rettangolari in asse al piano terra e in bifore diversamente arricchite di decori ai piani superiori.

Il fronte rivolto verso valle presenta una serie di cinque finestre, semplicemente incorniciate da una fascia in pietra, che si ripete senza variazioni in tutti i piani, eccezione fatta nell'estremità a sinistra del seminterrato, che termina con un'apertura necessariamente più piccola.

2.2. Rilievo fotografico interno all'edificio

Il palazzo ha un unico accesso, che affaccia sulla piazza; pochi scalini permettono di accedere all'androne di ingresso, di dimensioni perimetrali ristrette, ma di ampio respiro grazie alla copertura voltata molto alta.



Figura 2.2-1: Androne di ingresso e particolare del locale caldaia.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

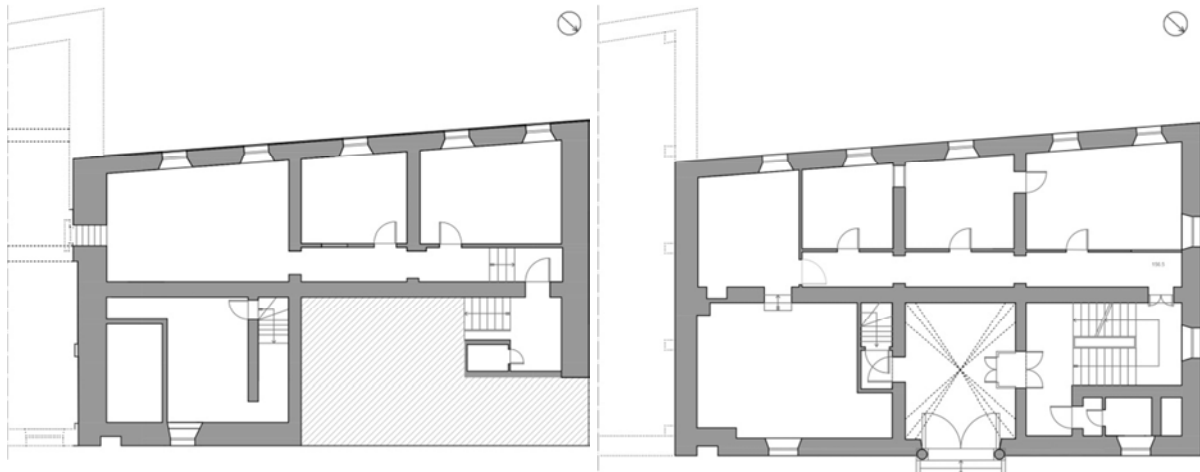


Figura 2.2-2: Pianta piano seminterrato e pianta piano terra.

Sulla sinistra una porta conduce ad una ripida rampa che porta al locale caldaia, uno spazio angusto, dal soffitto basso, occupato dal sistema di riscaldamento non più in uso e dai regolatori di quello attuale.

Sulla destra dell'ingresso, specularmente all'altra porta, è presente una piccola bussola in legno, che indirizza il visitatore verso l'interno dell'edificio.



Figura 2.2-3: Interno dell'edificio, bussola di ingresso e rampa di scale.

Il nucleo delle scale è addossato al lato minore, in corrispondenza della parte finestrata più vicina alla piazza, ed è abbinato ad uno spazio di servizio che occupa la porzione d'angolo rimanente; questo schema si presenta con qualche piccola variazione in tutti i piani.



Figura 2.2-4: Interno dell'edificio, deposito e archivi nel seminterrato.

Dall'ingresso si raggiungono quindi direttamente le scale, pochi gradini in discesa conducono al piano seminterrato, adibito ad archivio, che consiste in una successione di stanze che affacciano sul lato occidentale, servite da un corridoio e poste ad una quota leggermente inferiore.

L'archivio prosegue nel seminterrato dell'edificio adiacente a palazzo rosso, in anni recenti i due ambienti sono stati resi comunicanti mediante l'apertura di un varco e una breve rampa di scale che colma il dislivello tra le stanze.

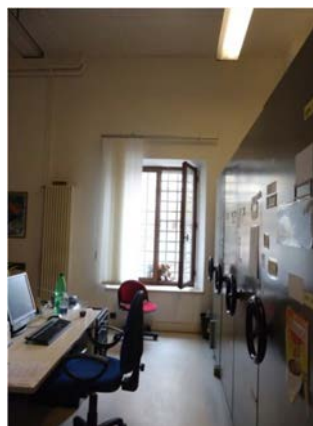


Figura 2.2-5: Interno dell'edificio, scala di comunicazione tra Palazzo Rosso e Palazzo ex Tribunale ed esempio di ufficio.

Tornando all'ingresso principale, salendo la prima rampa di scale si arriva al piano terra, che ospita degli uffici amministrativi, distribuito in modo analogo al seminterrato. Le stanze che affacciano sul lato ad ovest e il corridoio sono rialzate di pochi centimetri rispetto al pianerottolo di sbarco, mentre la stanza posizionata in corrispondenza del locale caldaia si trova qualche gradino più in basso.

Nei due piani superiori la distribuzione planimetrica cambia, lo spazio è organizzato attorno ad un nucleo centrale.

Dal piano degli uffici, dopo tre rampe di scale si accede ad un atrio, in cui sono presenti ampie vetrate che affacciano sulla piazza, l'accesso alla sala riunione, anch'essa rivolta verso la piazza, e quegli agli uffici del segretario, affacciante a ovest, e del sindaco, in angolo, separati dalla segreteria.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

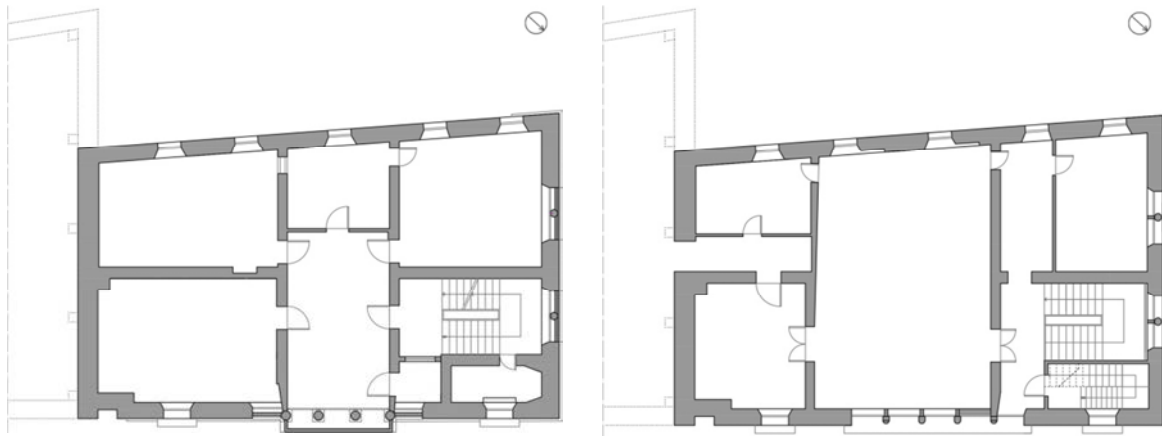


Figura 2.2-6: Pianta piano primo e pianta piano secondo.

In questi piani si trovano gli ambienti di maggior pregio dell'edificio, come la sala della giunta, l'ufficio del sindaco e la sala consiliare.



Figura 2.2-7: Interno dell'edificio, finestrone e atrio al primo piano.



Figura 2.2-8: Interno dell'edificio, piano primo, sala della giunta e ufficio del sindaco.



Figura 2.2-9: Interno dell'edificio, accesso al secondo piano e sala consiliare.

Altre quattro rampe conducono al piano secondo, la cui porzione centrale è occupata interamente dalla sala consiliare, molto grande e interamente decorata con due grandi affreschi di Giovanni De Min (1786-1859).

Nell'angolo occidentale si trova l'ufficio del vice sindaco, provvisto di uno spazio d'attesa antistante.

L'estremità a sud ospita una piccola saletta, rivolta verso la piazza, e un altro ufficio, che affaccia sulla valle. Il corridoio antistante a quest'ultimo ambiente mette nuovamente in comunicazione Palazzo rosso con l'edificio adiacente, e il dislivello tra i piani è colmato questa volta da una breve rampa.

Lo spazio di servizio adiacente alla scala al piano secondo, ospita una scala in legno, aggiunta al fine di rendere accessibile il sottotetto.



Figura 2.2-10: Interno dell'edificio, collegamento tra gli edifici adiacenti, al secondo piano e scala alla marinara di accesso alla soffitta.

Il sottotetto è diviso in tre fasce, di cui quella centrale è rialzata rispetto alle altre di circa un metro, ospita ancora oggi parte dell'archivio, ma attualmente la porzione a ovest del sottotetto non è agibile.

3. RILIEVO GEOMETRICO DELL'EDIFICIO

3.1. Inquadramento generale

E' stato fatto un rilievo geometrico dell'edificio oggetto di studio, utilizzando un distanziometro laser e cordelle metriche.

La base da cui si è partiti è il documento catastale. Il rilievo è stato il più possibile accurato ma la semplicità dei mezzi a disposizione hanno reso necessaria l'approssimazione di qualche centimetro, che considereremo non rilevante ai fini dello studio del comportamento nei confronti dell'azione sismica. Inoltre, la difficoltà nel raggiungere alcuni punti hanno reso incerta o a volte ipotetica la misura di alcune parti, specialmente per quanto riguarda lo spessore dei solai, spesso dotati di controsoffitti, e di alcune parti non ispezionabili.

Il rilievo geometrico è stato restituito e quotato in scala 1 : 100 ed è riportato per intero nella tavola 4.01 e successive.

Di seguito sono riportate degli elaborati che identificano univocamente l'edificio nel complesso e nelle singole parti interne, in cui la zone problematiche dal punto di vista del rilievo geometrico sono state evidenziate con un retino rosso.

Palazzo Rosso ha una struttura regolare sia in pianta che in altezza. Con l'intento di rendere maggiormente chiara la comprensione degli ambienti in cui è sviluppato, di seguito sono riportate le piante dei vari piani, i prospetti e le sezioni in scala adeguata.



Figura 3.1-1: Inquadramento area e identificazione oggetto di studio.

3.2. Analisi dell'edificio

L'incertezza più rilevante che si presenta in tutti i piani riguarda lo spessore della muratura adiacente a Palazzo ex Tribunale.

Il piano seminterrato non si estende per tutta l'ampiezza degli altri piani e, all'interno dello stesso, ci sono livelli di calpestio differenti, colmati da brevi rampe di scale. Gli ambienti a sud ovest risultano dotati di finestre, mentre la parete a nord, addossata al dislivello, ne risulta priva. Anche l'ambiente a nord est è dotato di un'apertura, ma essa è molto piccola.

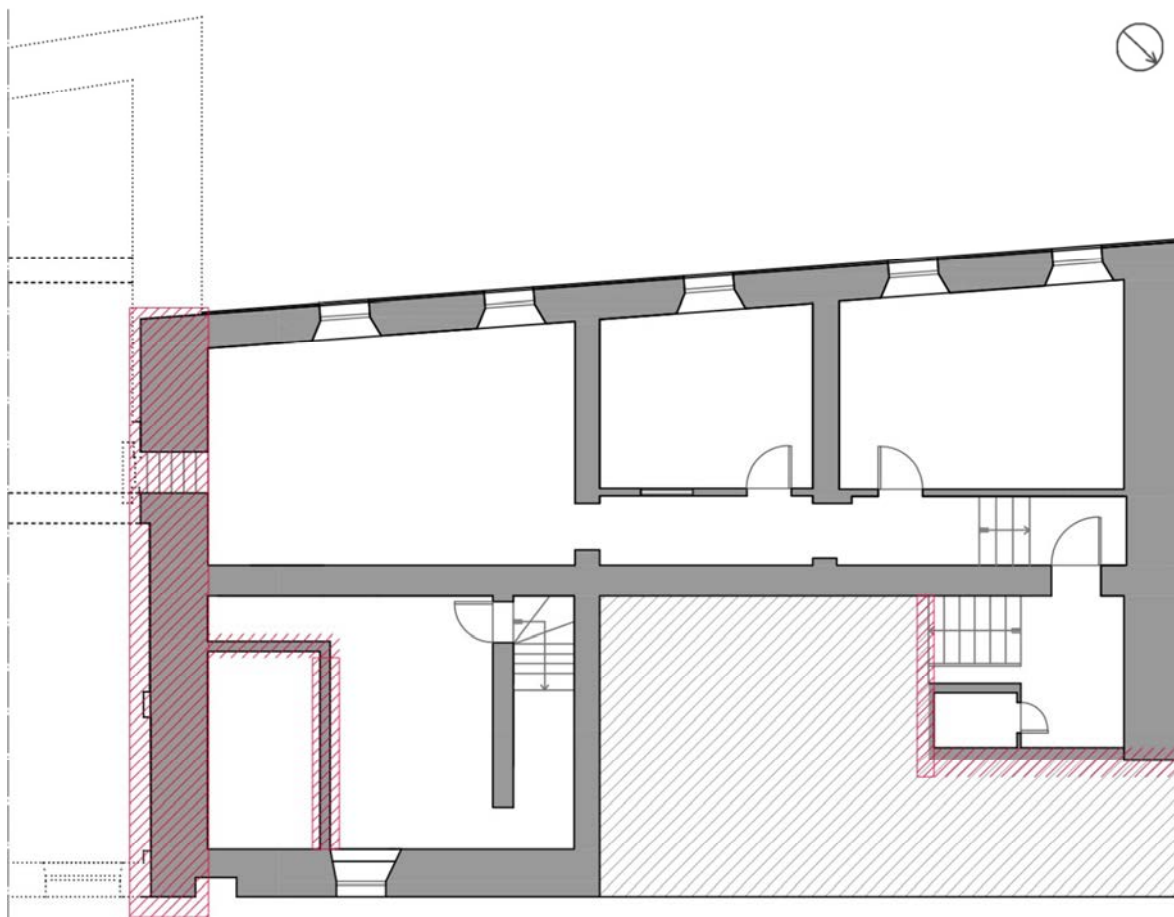


Figura 3.2-1: Pianta piano seminterrato.

Nella porzione rivolta a nord ovest del piano interrato si trovano ambienti utilizzati come deposito e archivio. L'archivio prosegue nell'edificio attiguo: un varco nella parete divisoria tra Palazzo Rosso e Palazzo e tribunale permette la comunicazione tra le due costruzioni, il dislivello tra i piani è colmato da una breve rampa.

La porzione rivolta verso la piazza comprende un unico vano, un tempo adibito ad ospitare la caldaia, oggi dismessa, cui si accede da una rampa di scale autonoma. Parte della zona caldaia non è accessibile, risulta quindi difficile la determinazione dello spessore della parete.

La parte più a nord termina con un piccolo deposito inserito nel sottoscala: non è chiara la dimensione del muro su cui è adossato.



Figura 3.2-2: Destinazioni d'uso piano seminterrato.

Al piano terra la prima difficoltà nasce dal fatto che non è misurabile la composizione della volta nell'ingresso. Dalla ricerca storica risulta che in origine non era prevista questa volta, il soffitto doveva essere piano, e alcuni dati fanno supporre che possa essere un elemento decorativo non portante, ma non si hanno informazioni riguardanti l'interazione tra la struttura portante e la volta.

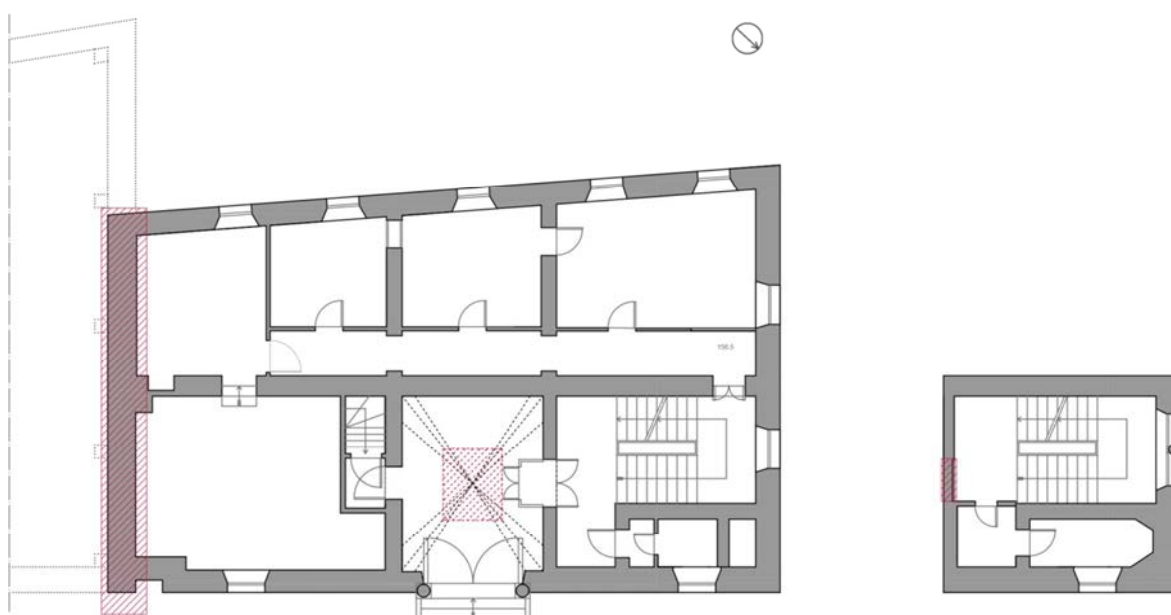


Figura 3.2-3: Pianta piano terra.

Il piano terra si sviluppa su due livelli principali: il primo corrisponde alla quota dell'atrio da cui si accede all'edificio, il secondo si raggiunge tramite una rampa di scale, ed ospita

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

uffici distribuiti lungo tutta la porzione di edificio rivolta a nord ovest, e un altro ufficio, a quota leggermente superiore rivolto verso la piazza.

Tutti gli ambienti, ad eccezione del corridoio antistante gli uffici, sono dotati di grandi aperture.



Figura 3.2-4: Destinazioni d'uso piano terra.

Il piano primo si sviluppa interamente su un unico livello, un atrio centrale permette di accedere ai vari uffici e alla sala della giunta.

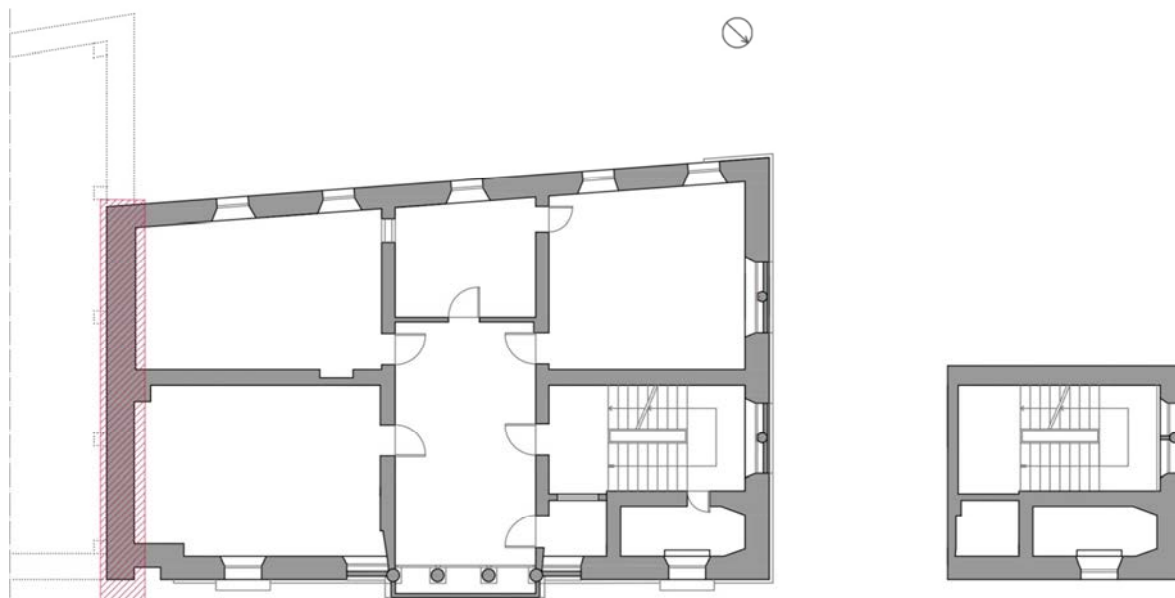


Figura 3.2-5: Pianta piano primo.

Anche in questo piano ogni ambiente è ben illuminato. E' presente un unico servizio, a cui vi si accede dopo un'ulteriore rampa di scale. Le incertezze maggiori, dal punto di vista geometrico, riguardano in questo piano la misura dei solai, in quanto gli ambienti presentano spesso dei controsoffitti difficilmente rimovibili o per la difficoltà nel

raggiungere alcuni punti. Queste difficoltà emergono specialmente nell'osservazione delle sezioni.



Figura 3.2-6: Destinazioni d'uso piano primo.

Nel piano secondo lo spazio centrale è occupato dalla sala consigliare, gli altri ambienti, fatta eccezione per quelli di passaggio, sono utilizzati come uffici.

Ogni vano è bene illuminato ma, analogamente a quanto visto nei piani inferiori, i soffitti sono controsoffittati, impedendo la misurazione dello spessore dei solai.

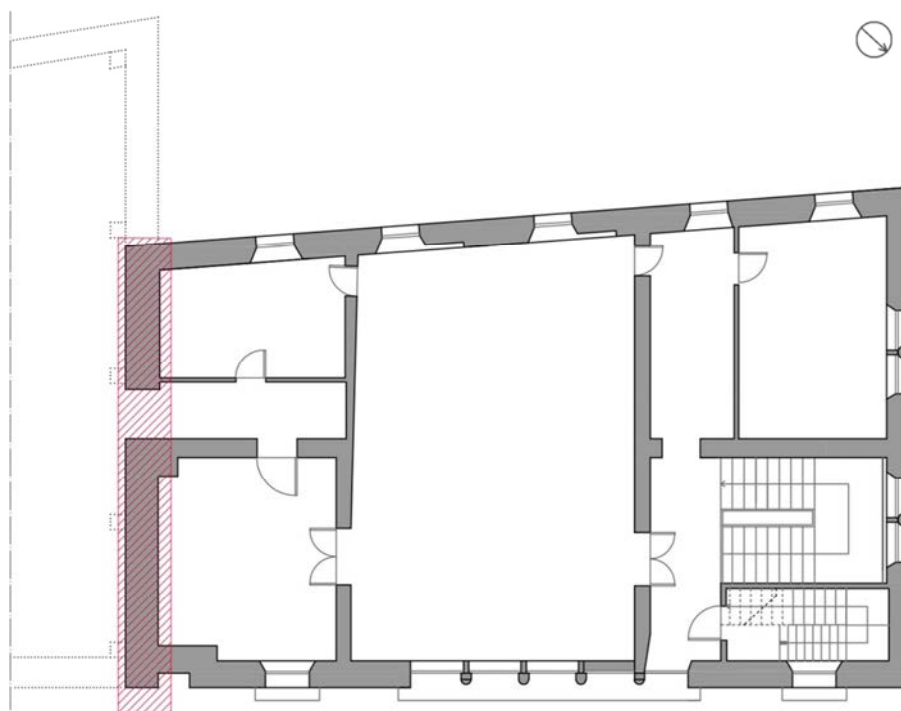


Figura 3.2-7: Pianta piano secondo.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)



Figura 3.2-8: Destinazioni d'uso piano secondo.

Il sottotetto in passato è stato utilizzato come archivio, ma allo stato attuale è inutilizzato, e quasi del tutto sgombro, rimangono pochi scaffali con faldoni addossati alle pareti.

Il piano di calpestio è suddiviso in tre parti, di cui quella centrale è quella più alta, di circa mezzo metro.

Un'ala non è raggiungibile, delimitata da nastro bianco e rosso, non tutti i travetti a sostegno della copertura sono a vista e l'ambiente è in generale difficoltoso da ispezionare. L'elaborato grafico derivante dal rilievo mira quindi a far comprendere la tipologia della struttura di copertura, non potendo basarsi su un rilievo geometrico completo e preciso.

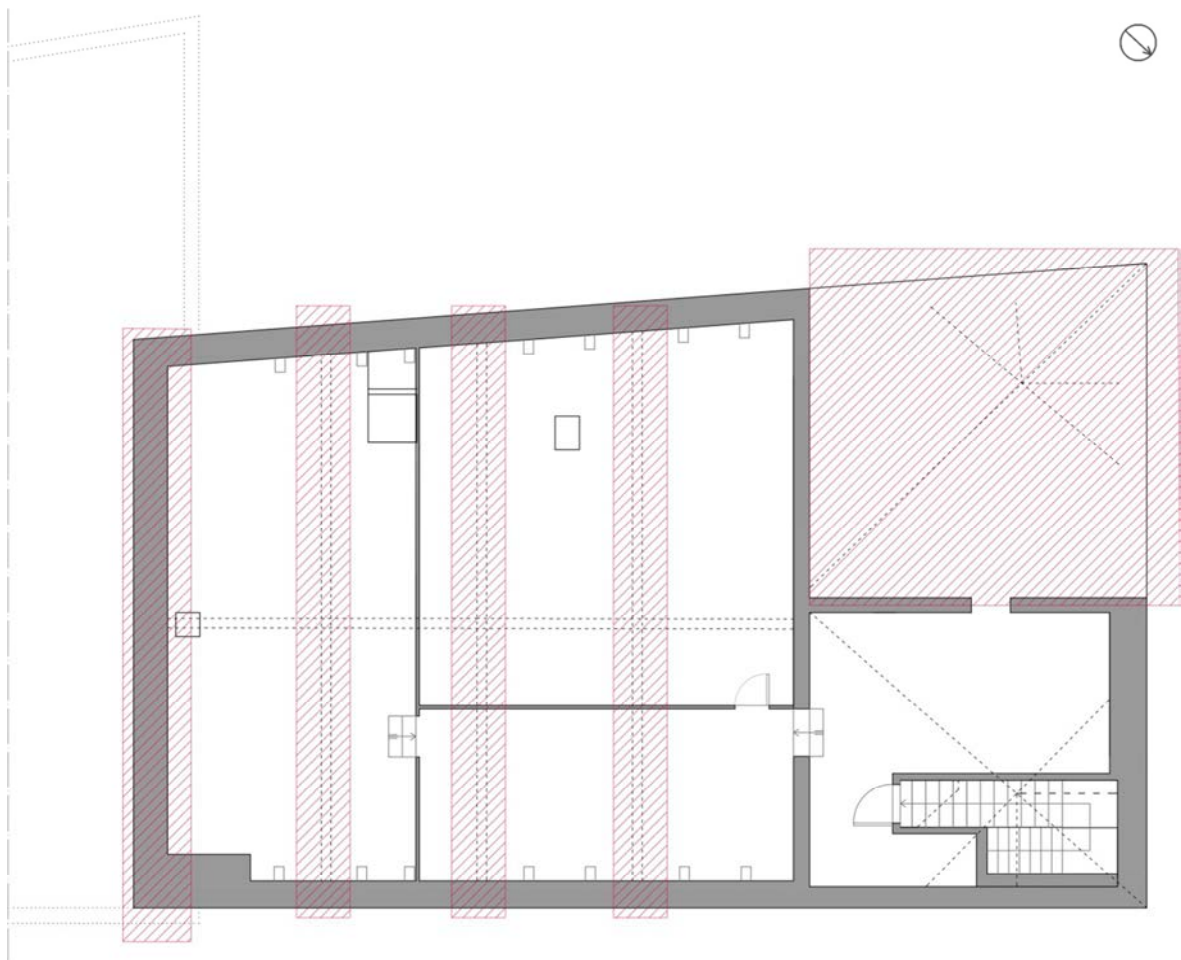


Figura 3.2-9: Pianta piano sottotetto.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

La sezione A-A taglia l'edificio in direzione longitudinale, nella porzione rivolta verso valle. In questa sezione non emergono dislivelli di quota nel contesto dello stesso piano, fatta eccezione per il sottotetto, in cui la porzione centrale emerge rispetto alle altre.

Questa sezione evidenzia anche come sia presente un muro in falso all'ultimo piano.

Come anticipato precedentemente, appare evidente la difficoltà nel definire i reali spessori dei solai di alcuni ambienti, e la rappresentazione geometrica di una parte del sottotetto.

La sezione C-C è stata eseguita nel vers ortogonale a quello dello sviluppo dell'edificio, nella porzione centrale. Essa è rappresentativa dello sfalsamento dei solai al piano terra, e della regolarità delle aperture sui due lati lunghi.

Dal punto di vista strutturale, si nota come l'imponente muro di spina centrale presente nel piano terra e nel seminterrato scompaia poi ai piani superiori.



Figura 3.2-10: Sezione longitudinale (A-A) e sezione trasversale (C-C).

La sezione B-B è segue anch'essa lo sviluppo longitudinale del palazzo, ed è posta in corrispondenza del percorso verticale.

Anche in questo caso sono presenti delle incertezze descritte precedentemente, come la definizione dello spessore di alcuni muri e solai, o della struttura della volta in corrispondenza dell'ingresso.

La sezione trasversale D-D accentua ulteriormente lo sfalsamento tra i piani presente in questa direzione. I locali di servizio adiacenti al corpo delle scale presentano particolari

difficoltà nella misura degli spessori. Diversamente da quanto visto nella sezione C-C, poiché questa è stata realizzata in una porzione periferica dell'edificio, il muro di spina centrale si mantiene in tutti i piani.



Figura 3.2-11: Sezione longitudinale (B-B) e sezione trasversale (D-D).

La schematizzazione dei prospetti tiene conto solo in modo approssimativo dell'apparato decorativo; non essendo possibile realizzare un rilievo completo ed accurato, le caratteristiche architettoniche sono state semplificate. Negli elaborati grafici che ne sono derivati è riscontrabile quanto già affermato nella descrizione dal punto di vista del rilievo fotografico, di cui si riportano solo brevi cenni.

Il prospetto principale dell'edificio affaccia su Piazza Duomo, ed è caratterizzato da un notevole apparato decorativo di chiaro impianto neogotico.

La disposizione delle aperture, come precedentemente osservato, si presenta molto regolare in facciata, al punto che questa regolarità non trova riscontro con la distribuzione interna dei locali, come si può osservare dal confronto tra il prospetto e le sezioni.

Il prospetto più corto si sviluppa coerentemente con quello precedentemente descritto, con le stesse tipologie di aperture per ciascun livello.

Confrontando i disegni dei prospetti appare in modo ancor più evidente, rispetto all'osservazione delle immagini fotografiche, la semplificazione che il progettista ha adoperato nella composizione dell'ultima facciata. Il lato rivolto verso valle conserva la stessa colorazione dell'intonaco del resto del Palazzo, ma l'apparato decorativo è quasi del tutto assente, fatta eccezione per delle semplici cornici in corrispondenza delle finestre.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Anche per quanto riguarda la composizione delle aperture, pur mantenendo un rigore geometrico, scompare la gerarchia osservata negli altri due lati dell'edificio, sia in senso verticale, che in senso orizzontale. Solo dei piccoli stemmi possono essere d'aiuto nella distinzione dei piani più nobili.



Figura 3.2-12: Prospetto principale .



Figura 3.2-13: Prospetto corto e prospetto verso valle.

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

Premessa

Prima di affrontare la fase di analisi dello stato di fatto sarebbe necessario procedere con la diagnosi. La diagnosi è un procedimento necessario al fine di ottenere un buon quadro conoscitivo dell'edificio, per poi valutarne la vulnerabilità sismica. La diagnosi si esplica attraverso la fase del rilievo materico-costruttivo e la caratterizzazione meccanica dei materiali.

In questo specifico caso non è stato possibile sviluppare adeguatamente questo procedimento: il rilievo materico presenta delle lacune. Sia i muri interni che quelli esterni sono completamente intonacati, e ciò rende difficoltoso valutare la qualità degli elementi resistenti. Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali, non è stato possibile svolgere alcuna prova in loco o in laboratorio, quindi sono stati usati valori da normativa.

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. Questo procedimento ha comunque una validità, e risulta molto utile proprio per definire gli elementi che influiscono maggiormente nel comportamento strutturale dell'edificio, e che dovranno essere indagati con particolare attenzione.

4.1. Analisi degli elementi strutturali

L'edificio oggetto di studio è costituito da un volume regolare in pianta e in altezza, abbastanza compatto. Sorgendo su un pendio, esso presenta uno sfalsamento di piani nei primi livelli: la porzione rivolta a valle è composta da piano seminterrato e piano terra, quella che affaccia verso la piazza parte da un livello intermedio; il primo e il secondo piano presentano invece un impalcato regolare su tutta l'area.

Il palazzo è interamente intonacato, sia internamente che esternamente, risulta quindi difficile determinare con certezza la natura del sistema resistente, ma si sono fatte delle ipotesi valutando con cura le informazioni desunte dalla ricerca storica e dal rilievo geometrico. La struttura portante verticale è in muratura e si distribuisce lungo tutto il perimetro dell'edificio e anche internamente ad esso in due direzioni principali, le pareti

portanti interne, caratterizzate da uno spessore di circa 50-60 cm, possono essere suddivise quindi in due ordini.

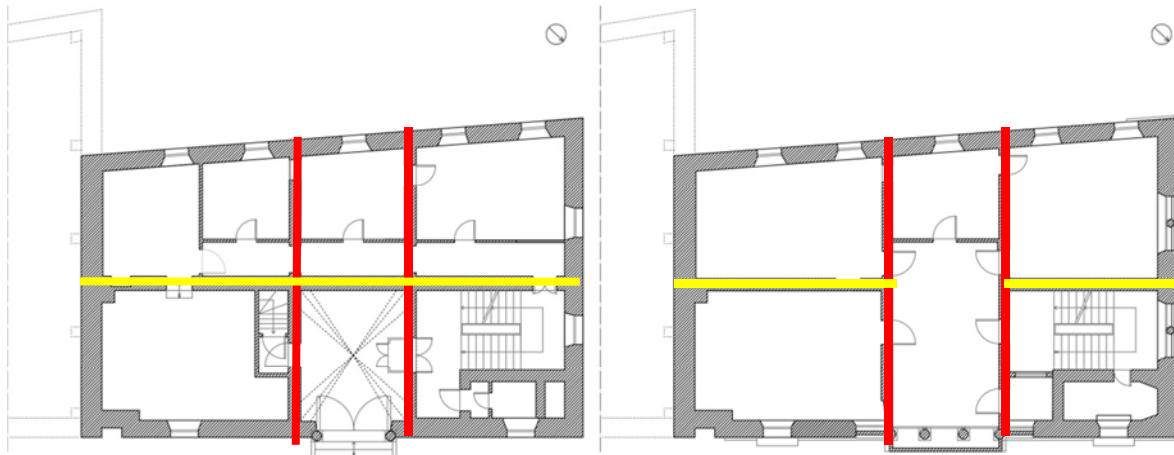


Figura 4.1-1: Pianta del piano terra e del piano primo, il primo ordine di pareti interne è evidenziato in giallo, il secondo in rosso.

Le pareti del primo ordine seguono lo sviluppo in lunghezza dell'edificio, al piano seminterrato e al piano terra definiscono lo spazio destinato a corridoio per accedere ai vari ambienti, mentre nei piani superiori il loro sviluppo si interrompe nell'ambiente centrale. Quelle del secondo ordine sono in direzione perpendicolare a quelle del primo, definendo quindi degli ambienti abbastanza regolari, la cui luce dei solai aumenta proporzionalmente all'aumento di quota. La presenza di pareti portanti ortogonali a quelle perimetrali è un aspetto che verrà preso in considerazione per l'individuazione dei macroelementi e lo studio dei meccanismi fuori dal piano delle pareti. In caso di sisma infatti potrebbero instaurarsi meccanismi fuori piano dei paramenti murari a causa del martellamento tra pareti ortogonali, con il trascinamento o meno di cunei di muratura a seconda che le pareti siano o meno ben collegate.

Per quanto riguarda la natura materica, il progetto originario, redatto dall'architetto Segusini, prevedeva delle murature in pietra, presumibilmente simili a quelle visibili nei muri non intonacati del sottotetto: prevalentemente in pietre locali di dimensioni abbastanza eterogenee, con qualche inserto in laterizio. Questa informazione è in linea con la tradizione costruttiva locale dell'epoca, sia per l'uso di materiale facilmente reperibile (pietre e ciottoli del Piave piuttosto che mattoni), che per le tecniche costruttive (murature in pietra con alcuni ricorsi in mattoni).



Figura 4.1-2: Parete non intonacata nel sottotetto.

Per una descrizione dettagliata degli elementi strutturali e delle tipologie di materiali si rimanda alla tavola 6.01 e successive, vengono riportate solo alcune parti nelle immagini seguenti per dare un'idea della composizione strutturale dell'edificio, e della varietà degli elementi strutturali presenti.

Le pareti perimetrali si dovrebbero essere mantenute per lo più inalterate nel tempo, fatta eccezione per le nicchie formatesi in seguito alla rimozione di alcuni busti e lapidi commemorative e riempite con mattoni pieni. Inoltre, in occasione dell'intervento di restauro delle facciate del 1930, i grandi archi presenti al piano terra, tranne quello di ingresso, sono stati parzialmente tamponati con mattoni pieni, fino alla formazione dell'attuale forometria. Sempre relativo a quegli anni è importante ricordare l'intervento di cerchiatura con anelli in cemento armato (su tre lati) ai livelli del secondo impalcato e del sottotetto, con conseguente scanalatura, e il posizionamento non meglio identificato di alcuni tiranti.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)



Figura 4.1-3: Rappresentazione degli interventi del 1930 sulle facciate principali, in verde sono indicate le due cerchiature, in giallo le parti demolite e in rosso quelle ricostruite; le porzioni consistenti di muratura costruite ex novo sono evidenziate con retino diagonale.

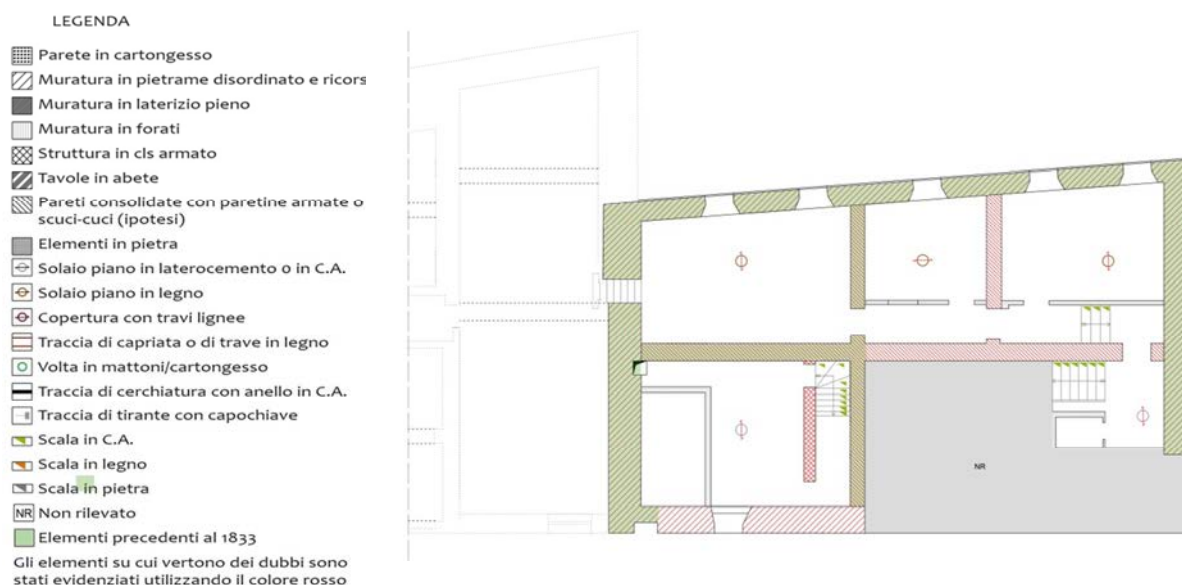


Figura 4.1-4: Caratterizzazione materica, legenda e piano seminterrato.

In Figura 4.1-4 e successive, sono indicati con il colore rosso tutti gli elementi che sono incerti. Attraverso l'uso di uno sfondo verde si è cercato di individuare le parti di muratura antecedente al XIX secolo (secondo dati derivanti dalla ricerca storica).

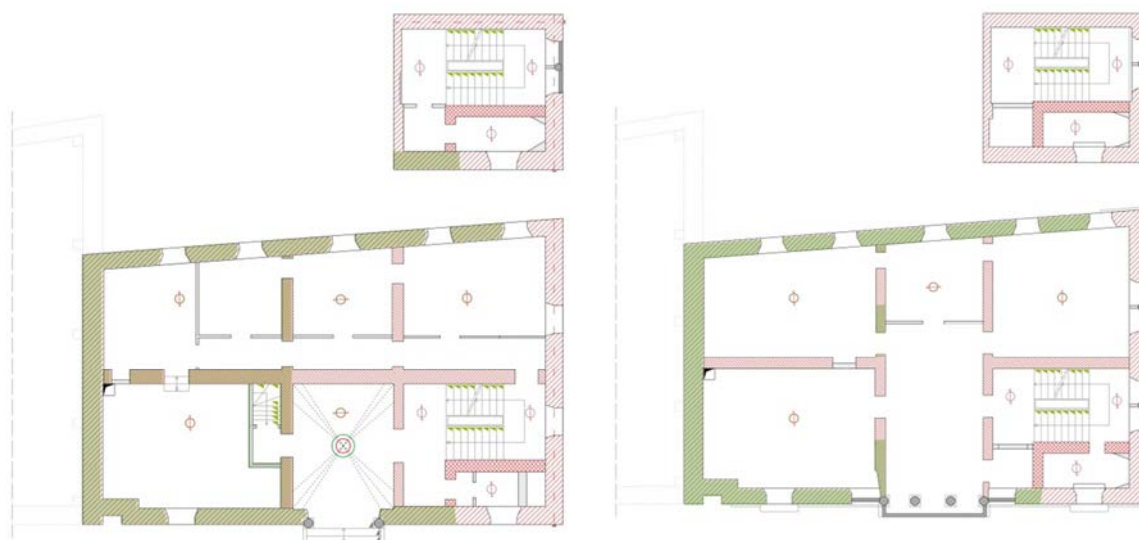


Figura 4.1-5: Caratterizzazione materica, piano terra e piano primo.

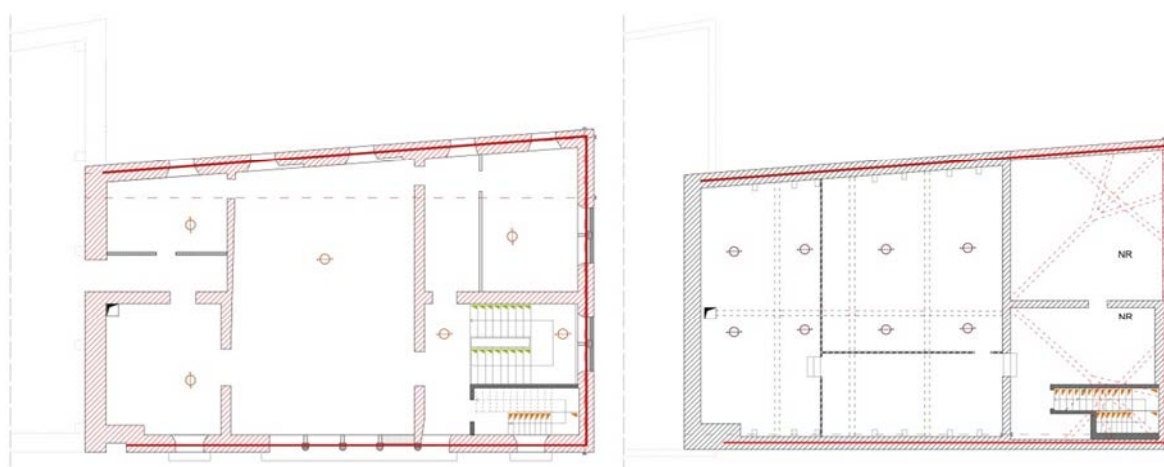


Figura 4.1-6: Caratterizzazione materica, piano secondo e copertura.

Le murature interne portanti, a causa dei danneggiamenti riportati in seguito del terremoto del 1936, sono state oggetto di diversi interventi, come lo scucucuci e il rinforzo con pareti armate, ma non è possibile precisare l'intervento specifico subito da ciascuna parete.

Anche per quanto riguarda i solai ci sono molte incognite: gli ambienti dell'edificio sono per lo più controsoffittati. Non potendo disporre di informazioni migliori, l'orditura dei solai è stata ipotizzata in base alla disposizione delle pareti portanti. Il progetto originale prevedeva solai in legno, ma probabilmente alcuni di essi sono stati modificati o sostituiti con solai in laterocemento, specie in seguito al terremoto; analogamente a quanto visto per le murature, non sono distinguibili con una semplice analisi visiva eventuali solai originali da quelli più recenti. Per poter sviluppare alcuni modelli illustrati in seguito è stato necessario ipotizzare la natura e le misure degli elementi portanti. Considerando che l'edificio ha mantenuto inalterata nel tempo la destinazione d'uso, che anche nel progetto originale era previsto di controsoffittare gli ambienti e tenendo presente le tradizioni costruttive locali, è stata ipotizzata un'orditura composta da travi uso trieste, di

dimensione massima 25 x 25 cm e interasse di circa 60 cm, sormontata da un tavolato semplice di spessore 3 mm.

Al piano terra l'ambiente di ingresso è coperto da una volta ogivale, ma non è disponibile alcun dato riguardo la natura materica, e la sua edificazione potrebbe risalire ad anni recenti, il fatto che non venga nominata in nessun progetto (neanche in quello originale) né nei documenti relativi ai danni subiti dall'edificio in seguito al terremoto può far pensare che si tratti di un elemento decorativo non strutturale.

Le scale sono l'elemento su cui vertono meno dubbi: grazie al relativo progetto di costruzione, che risale agli anni cinquanta, è lecito ritenere che siano in cemento armato, ma la modalità di connessione di esse alle pareti adiacenti non sono documentate.

La costruzione termina con una copertura a falde, sorretta sia da capriate, nella porzione a sud, che da muri (Figura 4.1-6). Lo schema delle capriate presenti è quello della capriata composta palladiana, priva di saettoni, interamente in legno, con connessioni metalliche. Vi è poi un'orditura secondaria di moraletti disposta in direzione ortogonale a quella delle capriate, su cui poggiano, nell'altra direzione, i listelli lignei. Da quanto osservato in loco si può supporre che le capriate siano semplicemente appoggiate alla muratura perimetrale portante in apposite tasche in essa ricavata. Sono presenti anche due piccoli lucernari, rivolti entrambi a ovest.

La porzione a nord invece poggia su due muri posti perpendicolarmente fra loro, dalla cui intersezione partono dei puntoni che risolvono l'angolo con l'ausilio di due piccole capriate e dei travetti aggiuntivi. Anche in questo caso sono presenti dei moraletti su cui poggiano i listelli lignei. Dalle informazioni ricavate dalla ricerca storica, la copertura ha subito diversi rimaneggiamenti e si è portati a credere che non ci siano parti originali, fatta eccezione per le grandi capriate e per qualche elemento di recupero.

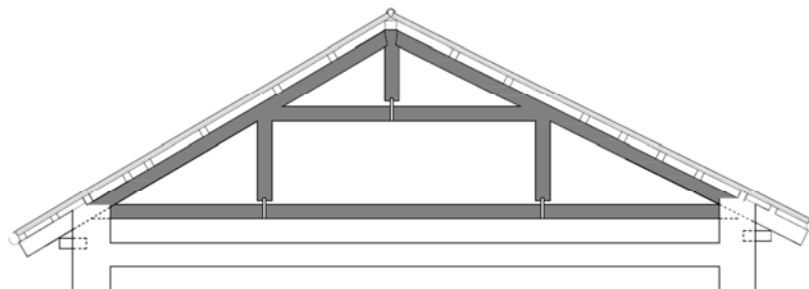


Figura 4.1-7: Schema di una capriata tipo.



Figura 4.1-8: Copertura, soluzione d'angolo e vista di parte della capriata.

4.2. Il rilievo critico

Il rilievo critico è fondamentale per approfondire la conoscenza dell'edificio. L'analisi del degrado interno si è sviluppata piano per piano⁶⁶.

Al piano seminterrato, la causa principale di fenomeni di alterazione qualitativa è l'umidità. In diversi punti sono presenti distacchi di porzioni rilevanti di intonaco, e in molti casi in concomitanza di ciò si manifestano effetti di muffe, vedi Figura 4.2-1 , che si presentano con particolare accentuazione nel locale caldaia.



Figura 4.2-1: Esempi di degrado causato da umidità, nel seminterrato.

Questo piano è caratterizzato dalla presenza di un apparato tecnologico molto evidente (ci sono numerosi tubi, condotti e cavi a vista), e fenomeni di annerimento e in generale di alterazione cromatica dell'intonaco si presentano in corrispondenza di alcune tubazioni. La collocazione di questi elementi ha provocato nel tempo diversi distacchi di intonaco non accidentali, che non sono stati ripristinati (vedi Figura 4.2-2). Dal punto di vista fessurativo, alcune microfessure nell'intonaco sono presenti nel soffitto di un paio di stanze, le fessure più rilevanti sembrano essere quelle nel soffitto di una stanza dell'archivio, e in corrispondenza del primo architrave del corridoio (vedi Figura 4.2-23).

In corrispondenza del collegamento con l'edificio adiacente la parete non sembra presentare particolari fessure, sono visibili solamente dei fenomeni di degrado imputabili all'umidità.

La causa di quest'umidità è probabilmente da ricercare nella composizione sottostante la pavimentazione, che probabilmente non presenta le caratteristiche di aereazione necessarie a garantire un adeguato drenaggio delle acque e ad impedire fenomeni di risalita capillare.

⁶⁶ Riferimento tavola 7.01 e successive.



Figura 4.2-2: Esempio di distacco non accidentale.

Figura 4.2-3: Fessurazione di un architrave.

Il piano terra-mezzanino non presenta particolari problematiche. Il rivestimento lapideo in pietra di un paio di scalini risulta leggermente fessurato. Il soffitto di un ufficio presenta una macchia d'umidità dovuta ad una perdita di un tubo che è stata già riparata, senza ripristinare l'intonaco degradato.

Fenomeni legati all'umidità come macchie, distacchi e muffe sono presenti nella parete rivolta verso la piazza dell'ambiente di servizio adiacente alle scale (vedi Figura 4.2-4), e nell'ingresso. Anche questi effetti sono probabilmente collegati alla natura del materiale sottostante questi ambienti.

Gli scalini di accesso all'edificio, in pietra, presentano una fessura abbastanza notevole in corrispondenza del piano di sbarco (vedi Figura 4.2-4).



Figura 4.2-4: Esempio di degrado causato dall'umidità.

Figura 4.2-5: Fessurazione dei gradini di ingresso.

Nel pianerottolo di sbarco al piano primo è presente una fessura verticale interessante, che coinvolge anche il rivestimento a mosaico della porzione inferiore del muro.

Nella sala della giunta preoccupano due fessure tra il soffitto e i due muri trasversali, che si sviluppano entrambe per tutta la lunghezza delle pareti (vedi Figura 4.2-6). Sempre in questa stanza, la pietra del balcone che affaccia sulla piazza è visibilmente deteriorata, con dei fenomeni di micro erosione, alterazioni cromatiche, patine biologiche, qualche piccola discontinuità e un particolare annerimento nell'intradosso dell'elemento decorativo (vedi Figura 4.2-6).



Figura 4.2-6: Fessura nella sala della giunta decorativa.



Figura 4.2-7: Esempio di degrado dell'apparato.

La pavimentazione dell'atrio centrale presenta una notevole fessura che si estende per poco più di un metro (vedi Figura 4.2-8).

Anche il terrazzino sporgente in pietra presenta delle fessure nel piano orizzontale, alcune colonne sono state già dotate di cerchiatura, e in generale gli elementi lapidei presentano diverse microfessure e mancanze (vedi Figura 4.2-8).

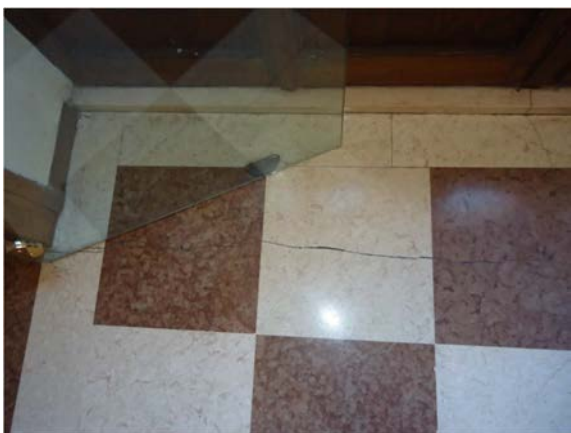


Figura 4.2-8: Fessura della pavimentazione.



Figura 4.2-9: Fessure nel balcone.

L'ufficio del sindaco presenta delle leggere fessure che intessano tre lati della stanza, in corrispondenza della parte sommitale della parete. Analogamente a quelle viste nella sala della giunta, il problema legato a questa soluzione di continuità implica anche, nel caso in cui sia verificata l'ipotesi di un controsoffitto in cannucciato, la possibilità che aria e umidità possano raggiungere la struttura portante lignea, provocando fenomeni di marciscenza.

Il pianerottolo delle scale presenta una microfrattura, accentuata dal rivestimento in mosaico (vedi Figura 4.2-10), mentre in corrispondenza dei due grandi finestroni nel pianerottolo successivo sono visibili distacchi di intonaco dovuti all'umidità e fenomeni di colatura implicabili alla qualità dei serramenti (vedi Figura 4.2-11).



Figura 4.2-10: Fessure nel pianerottolo.



Figura 4.2-11: Esempio di dilavamento.

Lo sbarco al piano secondo è caratterizzato da alcune fessure sottili ma piuttosto estese, che si sviluppano sia lungo la parete verticale che lungo il soffitto (vedi Figura 4.2-12).

Gli elementi lapidei di decoro delle finestre che affacciano verso la piazza presentano, oltre ad alterazioni cromatiche, patine biologiche, piccole mancanze o erosioni, delle fessure sia lungo i supporti verticali che nel davanzale (vedi Figura 4.2-12); queste ultime sono riscontrabili anche nelle finestre che affacciano verso la vallata.



Figura 4.2-12: Fessurazione al secondo piano.



Figura 4.2-13: Fessurazione del davanzale.

Le pareti della sala consigliare, interamente affrescate, presentano delle mancanze diffuse, specialmente nelle porzioni inferiori (vedi Figura 4.2-14), alcune macchie, delle marcate soluzioni di continuità in corrispondenza dei telai delle due porticine interne e delle microfessure piuttosto diffuse, anche se la decorazione le rende meno evidenti. Questa situazione si presenta anche nel soffitto: nonostante le ricche decorazioni sono ben visibili molte fessure, alcune delle quali di particolare importanza (vedi Figura 4.2-14) e qualche alterazione cromatica.



Figura 4.2-14: Degrado nella sala consigliare.



Figura 4.2-15: Soffitto fessurato nella sala consigliare.

Il vano di accesso alla soffitta è in condizioni un po' critiche, sia per il degrado dato dall'effetto di dilavamento in corrispondenza della finestra, sia per le numerose fessure che si diramano dall'angolo (vedi Figura 4.2-16).

La soffitta verte in generale in uno stato di abbandono e di non curanza, gli elementi portanti lignei non sembrano però dimostrare caratteristiche preoccupanti, fatta eccezione per qualche fenomeno di micro erosione in prossimità delle teste di alcune travi.

Non sembrano esserci fenomeni di marcescenza, il tavolato di calpestio è abbastanza in ordine, nonostante alcune mancanze e macchie, e l'orditura secondaria, per lo meno quella visibile, è in ottime condizioni. Anche le porzioni di muratura visibili non sembrano

presentare particolari fenomeni di degrado a parte un'evidente colatura dovuta probabilmente ad un'infiltrazione di acqua in corrispondenza della canna fumaria (vedi Figura 4.2-16).



Figura 4.2-16: Fessurazione nel vano di accesso alla soffitta.



Figura 4.2-17: esempio di degrado nel sottotetto.

Per quanto riguarda l'analisi del quadro fessurativo esterno occorre prima di tutto sottolineare che la disomogeneità nel colore dell'intonaco è dovuta principalmente ad un intervento di risanamento dell'intonaco avvenuto nel 1981.

La facciata principale, rivolta verso la piazza, presenta nella parte inferiore gravi fenomeni di distacco dell'intonaco (vedi Figura 4.2-18), dovuti presumibilmente alla risalita per capillarità dell'acqua, che supera il rivestimento basamentale in pietra, specialmente nella porzione di destra, ovvero quella in cui non ci sono locali al piano seminterrato. Forti alterazioni cromatiche sono dovute probabilmente a fenomeni di umidità diffusa, mentre in corrispondenza dei davanzali, della cornice marcapiano e di molti elementi lapidei decorativi sono riscontrabili delle vere e proprie colature (vedi Figura 4.2-19).



Figura 4.2-18: Risalita di umidità.



Figura 4.2-19: Esempio di dilavamento.

Qualche fessura si ha in corrispondenza degli elementi decorativi (coerentemente con quanto rilevato all'interno dell'edificio) (vedi Figura 4.2-20), e in corrispondenza di un capochiave al pian terreno (vedi Figura 4.2-21). Non è da escludere che ci siano delle ulteriori fessure ai piani superiori, difficilmente visibili dal piano di calpestio esterno. Nell'analisi sono state trascurate le imperfezioni quali i cavilli dell'intonaco.



Figura 4.2-20: Esempio di degrado elementi lapidei.



Figura 4.2-21: Distacco dell'intonaco.

Il prospetto nord ovest presenta analoghi segni di risalita di umidità capillare, sulla porzione di sinistra (vedi Figura 4.2-22). Un particolare distacco dovuto ad umidità si riscontra in corrispondenza di una lapide commemorativa (vedi Figura 4.2-23), una possibile spiegazione a questo fenomeno potrebbe essere collegata alla presenza di un servizio igienico in adiacenza a quella porzione di parete, e potrebbe essere quindi stato generato da una forma di malfunzionamento nella gestione dello scarico delle acque.



Figura 4.2-22: Esempio di umidità di risalita.



Figura 4.2-23: Esempio di distacco di intonaco.

In corrispondenza delle finestre inferiori, si riscontrano delle particolari leggere mancanze di intonaco (vedi Figura 4.2-24), la cui forma, ad arco acuto, è certamente riconducibile

alle finestre che si trovavano in quel punto prima che venissero parzialmente tamponate per ricavarne la attuali, di forma rettangolare.

Anche in questo caso sono riscontrabili delle colature in corrispondenza di sporgenze decorative (vedi Figura 4.2-24). Non sono presenti fessure particolarmente significative, le uniche degne di nota si trovano in corrispondenza di un intervento di manutenzione tecnologica, con un inserimento di un tubo corrugato eseguito con poca cura, e in corrispondenza dell'estremità in basso a destra. Queste ultime leggere soluzioni di continuità potrebbero suggerire la presenza di un capochiave collocato al di sotto dell'intonaco (vedi Figura 4.2-25).



Figura 4.2-24: Esempio di dilavamento.



Figura 4.2-25: Degrado di varia tipologia.

Per quanto riguarda il prospetto che affaccia sulla vallata, esso si presenta in uno stato discreto di conservazione. La mancanza di elementi decorativi sporgenti ha fatto sì che le colature fossero limitate solo in corrispondenza delle aperture. I distacchi dell'intonaco sono di diversa natura. Nell'angolo di sinistra (vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), essi sono causati presumibilmente dall'umidità, mentre al centro del prospetto spicca una fascia verticale priva di intonaco (vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), dovuta ad un intervento di manutenzione dell'illuminazione pubblica.



Figura 4.2-26: Degrado imputabile all'umidità.



Figura 4.2-27: Alterazione non accidentale.

La parte inferiore della facciata è caratterizzata da un forte grado di umidità, lo dimostra anche il sottile strato di deposito vegetativo che si trova sul bordo del basamento (vedi Figura 4.2-28). Analogamente a quanto visto nelle altre facciate, le alterazioni cromatiche sono molto visibili, e in questo prospetto sono accentuate ai lati delle aperture (vedi Figura 4.2-29), punto in cui ricalcano la sagoma di balconi che sono stati rimossi (sono stati mantenuti solamente quelli della finestra centrale dell'ultimo piano). Non sono visibili particolari fessure, ma ancora una volta la difficoltà nel vedere la parte più alta dell'edificio non garantisce che non ce ne siano.



Figura 4.2-28: Degrado vegetativo.



Figura 4.2-29: Degrado generale della facciata.

4.3. Impianti tecnologici

Nella fase di reperimento del materiale informativo è stato trovato un elaborato che riguarda la collocazione della centrale termica a servizio di Palazzo Rosso.

Dopo che l'edificio adiacente, Palazzo Ex Tribunale, è stato oggetto di alcuni interventi riguardanti la collocazione delle Scale Mobili di Belluno, si è resa necessaria l'esecuzione di un "by-pass" con l'impianto termo idraulico afferente l'adiacente Palazzo Rosso. Questa soluzione aveva carattere provvisorio, data la ridotta potenzialità termica del generatore esistente e l'impossibilità di ampliarlo, considerando la limitata estensione del locale caldaia. La soluzione individuata e realizzata successivamente prevede il teleriscaldamento dei due edifici tra loro adiacenti che si affacciano su Piazza Duomo a partire dalla centrale termica a servizio degli uffici comunali di Piazza Castello, opportunamente potenziata. Sono state posizionate due nuove condotte lungo il giardino tra i palazzi e collegate al sistema di tubazioni esistenti in corrispondenza al locale caldaia di Palazzo Rosso, che allo stato attuale ospita solo le apparecchiature di controllo e circuitazione. Questo intervento non risulta quindi complessivamente invasivo per la struttura di Palazzo Rosso.

Quasi tutti i vani interni presentano corpi scaldanti (per lo più termosifoni) posti a ridosso dei muri perimetrali, in corrispondenza di rientranze nella muratura, al di sotto delle aperture nelle varie stanze, in alternativa, dove non ci sono nicchie, sono semplicemente appoggiati alla parete.

L'unico piano in cui sono visibili tubazioni è il seminterrato, in cui ci l'apparato tecnologico è evidente, non solo nel locale caldaia ma anche negli ambienti che sono oggi usati come archivio.



Figura 4.3-1: Esempio di posizionamento dei corpi riscaldanti.



Figura 4.3-2: Piano seminterrato, con apparato tecnologico a vista.

Gli impianti tecnologici quindi non presentano, a prima vista, una disposizione tale da influenzare l'integrità strutturale con il loro passaggio.

4.4. Individuazione delle vulnerabilità

Dopo aver analizzato l'edificio nel complesso, prima di affrontare la fase di verifica sismica, è necessario definire la natura e le caratteristiche delle vulnerabilità dell'edificio. In questo passaggio è fondamentale l'elaborazione dei dati emersi dal quadro fessurativo, unitamente alle informazioni desunte dalla ricerca storica.

La prima vulnerabilità riscontrata riguarda la disposizione dei solai: in alcuni piani si sviluppano alla medesima quota, in altri, specialmente ai piani inferiori, si presentano delle differenze di quota colmate da piccole rampe. Un'altra problematica che coinvolge i solai è generata dal fatto che i solai dell'edificio adiacente a Palazzo Rosso si trovano in diversi casi ad una quota differente rispetto a quelli dell'edificio studiato; il muro su cui poggiano si trova quindi sollecitato in più punti.

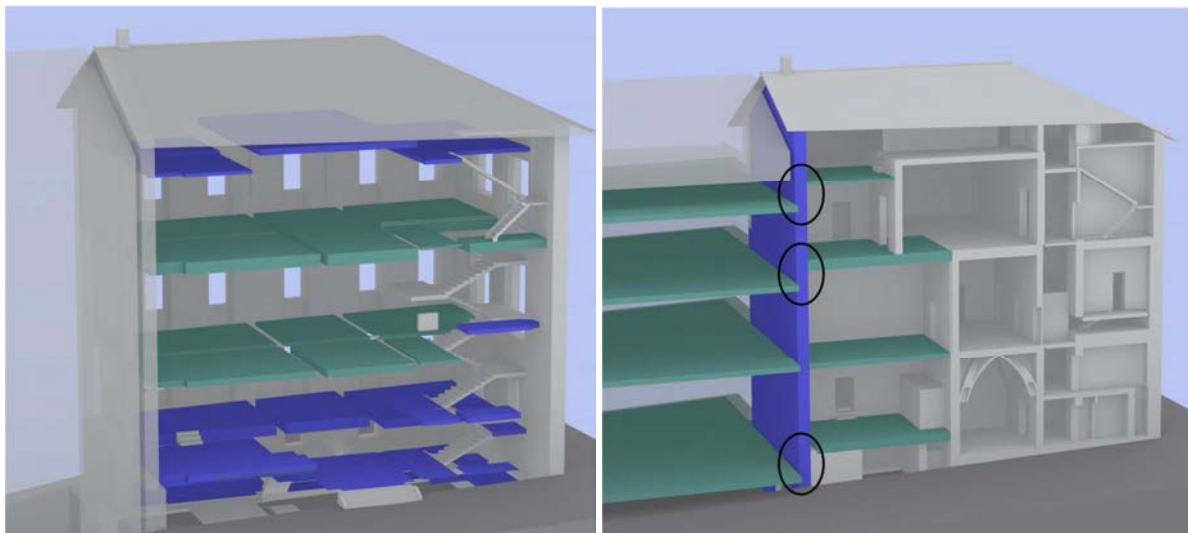


Figura 4.4-1: Disposizione dei solai, in verde sono segnati i quelli che si sviluppano su un'unica quota, in blu sono evidenziati quelli che sono posti a quote differenti, nello stesso piano.

Sono evidenziati i solai di Palazzo Rosso (a destra) e di Palazzo ex tribunale (a sinistra) che insistono sullo stesso muro: in alcuni casi si trovano a quote diverse.

Dall'analisi storica è emersa la possibilità che ci siano solai costituiti da materiali diversi all'interno dell'edificio: è probabile infatti che alcuni dei solai originari, previsti in legno, siano stati nel tempo sostituiti da solai in laterocemento o in cemento armato. Questo aspetto potrebbe rappresentare una vulnerabilità per il comportamento dell'edificio sia per l'aumento di carico concentrato che i nuovi solai rappresentano sia per la diversa rigidità che li caratterizza.

Anche le scale costituiscono una vulnerabilità, in quanto sono addossate a un muro perimetrale dell'edificio, l'effetto scatolare stabilizzante ai fini sismici è quindi ridotto. Inoltre sono state realizzate in cemento armato, un materiale molto più pesante di quello che costituisce i solai, supportati per lo più in legno: il baricentro delle masse viene così allontanato dal baricentro geometrico dell'edificio.

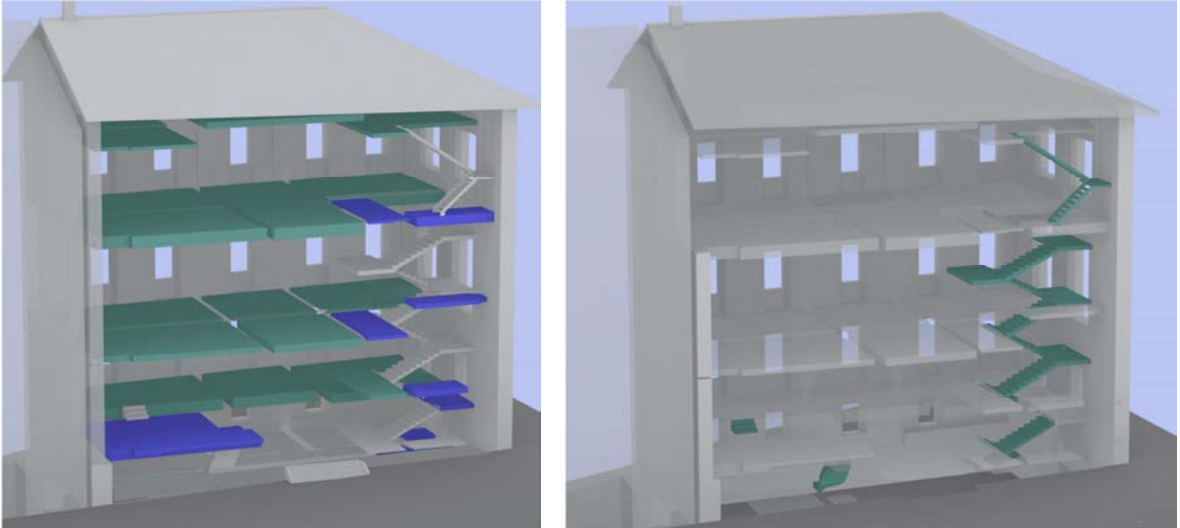


Figura 4.4-2: Orizzontamenti di materiali diversi: in verde sono evidenziati i solai supportati in legno, in blu quelli ipotizzati in cemento armato o in laterocemento. Vulnerabilità rappresentata dalle scale, in cemento armato, evidenziate in verde, addossate ad una parete esterna dell'edificio.

Le numerose aperture, specialmente per quanto riguarda la fascia centrale della parete rivolta verso la piazza, rappresentano un elemento fondamentale nell'analisi globale della struttura. Se da un lato la loro regolarità nella disposizione, in modo particolare di quelle rivolte verso valle, implica una definizione regolare del telaio composto da maschi murari e fasce di piano, dall'altra occorre considerare che la notevole ampiezza dei fori delle due facciate di pregio diminuisce la consistenza del muro perimetrale. Inoltre, la presenza di alcune aperture molto vicine all'angolo dell'edificio fa sì che i maschi murari in corrispondenza della parte terminale della parete siano molto snelli, e questo potrebbe essere un elemento di notevole vulnerabilità. L'edificio studiato è caratterizzato da una volumetria regolare, l'unico elemento di aggetto è un piccolo terrazzino posto nella facciata principale, e deve essere anch'esso considerato, seppur in modo marginale, come un potenziale fattore di vulnerabilità.

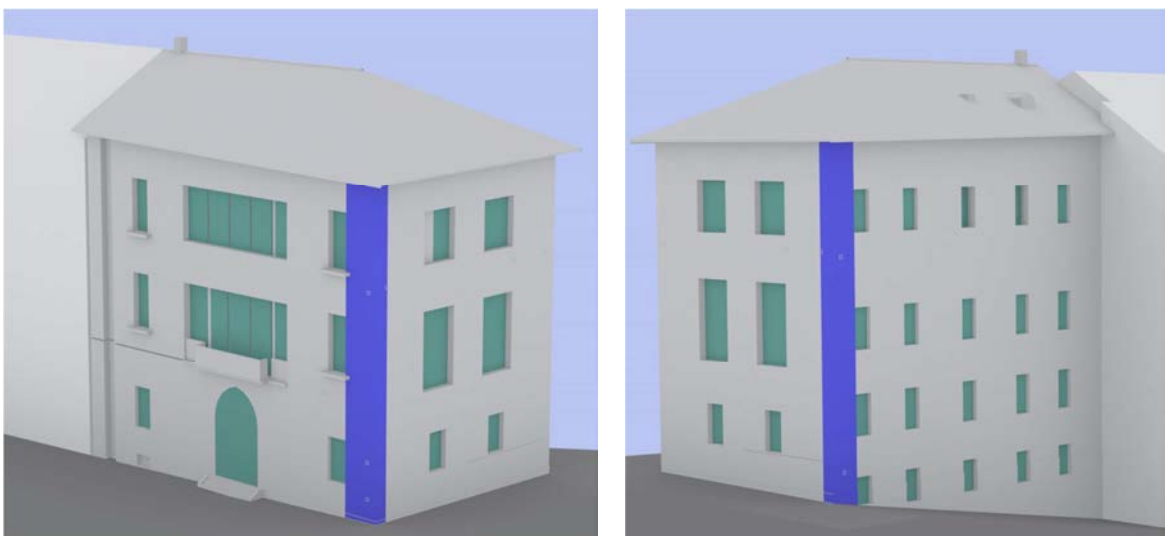


Figura 4.4-3: In verde sono evidenziate le aperture, in blu i maschi murari più snelli, in corrispondenza degli angoli dell'edificio.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

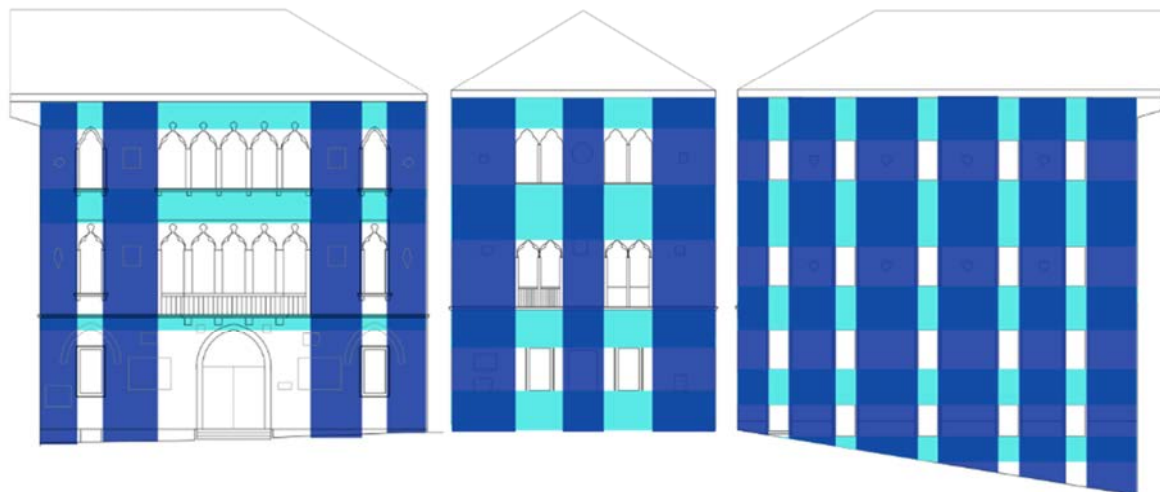


Figura 4.4-4: Schematizzazione della disposizione dei maschi murari (in blu) e delle fasce di piano (in azzurro).

Una canna fumaria attraversa i solai di tutti i piani, ma la sua posizione, addossata al muro in comune all'adiacente Palazzo ex tribunale, non rende particolarmente pericolosa questa soluzione di continuità dei solai.

Per quanto riguarda la disposizione dei muri interni, essi si sviluppano in modo regolare, allineandosi verticalmente, presentando una riduzione della massa proporzionale all'aumento di quota. L'unica eccezione è rappresentata all'ultimo piano da un muro in direzione trasversale, che non trova corrispondenza in nessun sostegno al piano inferiore. Nella definizione dell'assetto strutturale dell'edificio si è per tanto ipotizzato che ci sia una apposita trave a sostegno di questa parete.

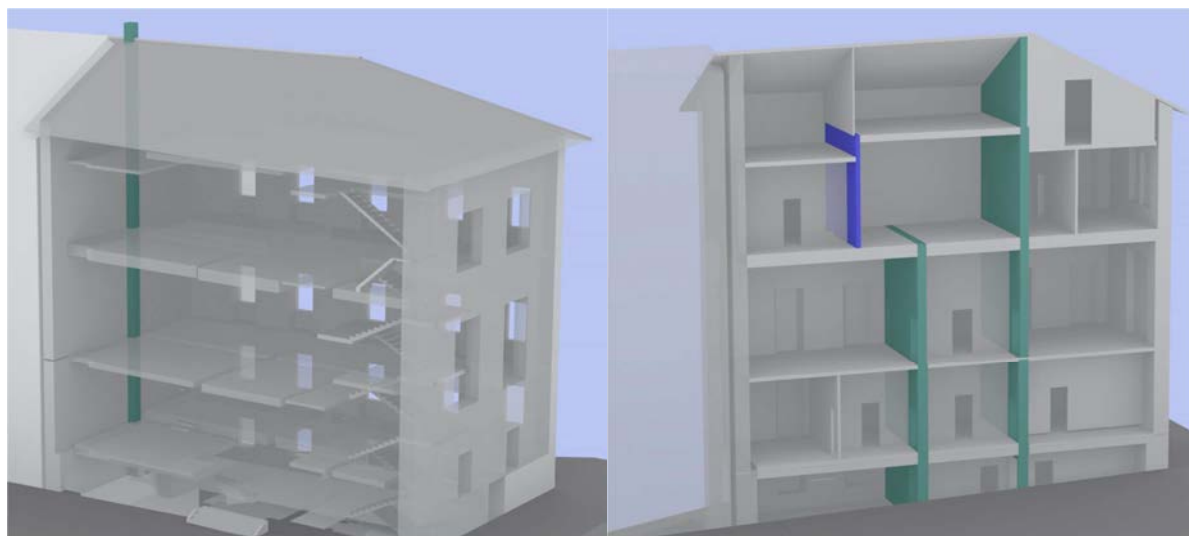


Figura 4.4-5: In verde è evidenziata la canna fumaria.
Allineamento dei muri trasversali interni, in blu è evidenziato il muro in falso.

In aggiunta a questi fattori certi, è necessario tenere in considerazione alcuni elementi che potrebbero costituire delle vulnerabilità, ma la cui effettiva presenza deve essere verificata.

Come accennato precedentemente, la volta al piano di ingresso non trova giustificazione in nessun progetto: potrebbe trattarsi di un semplice elemento decorativo piuttosto che di un elemento avente funzione strutturale.

Dall'analisi storica è emerso che una parte delle murature portanti non è stata costruita ex novo nel 1833, ma si è scelto di recuperare la muratura preesistente. L'interfaccia tra le murature di epoca diversa rappresenta una vulnerabilità incerta, in quanto non ci sono dati sulla modalità di ammorsamento tra le murature.

Analogamente, la possibile presenza di presidi sismici, introdotti successivamente all'edificazione dell'edificio, influisce notevolmente nella determinazione delle vulnerabilità: i due anelli di collegamento in cemento armato e dei tiranti che si sviluppano in entrambe le direzioni potrebbero avere un ruolo molto importante nel comportamento globale dell'edificio.



Figura 4.4-6: Vulnerabilità incerte, in verde è evidenziata la volta all'ingresso.

Vulnerabilità data dall'accostamento di epoche diverse: in verde è indicata la muratura più antica.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)



Figura 4.4-7: Vulnerabilità incerta rappresentata da due cerchiature in cemento armato.

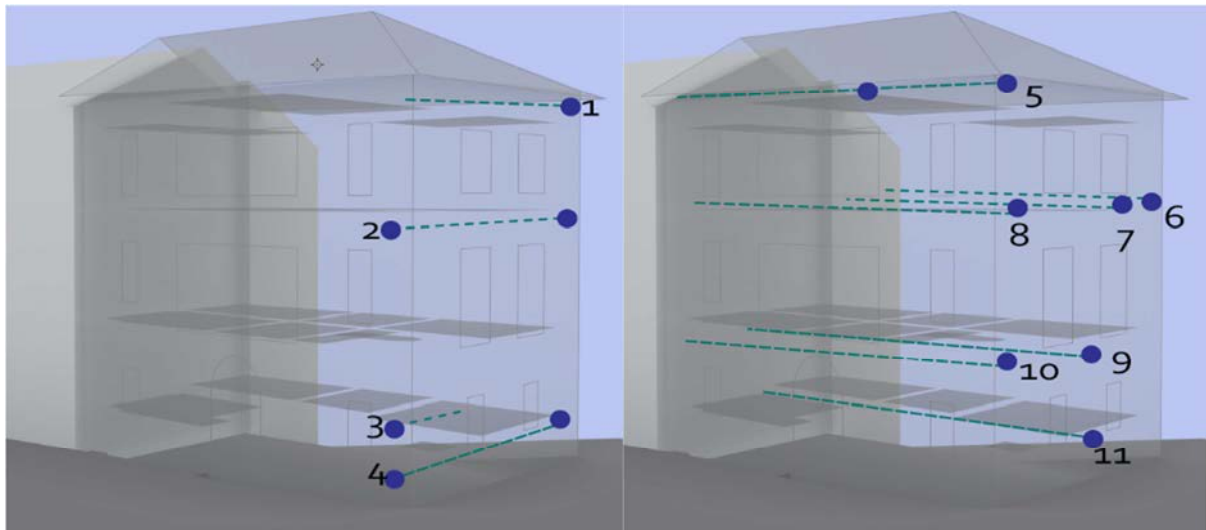


Figura 4.4-8: Vulnerabilità incerte, schematizzazione dei tiranti ipotetici (evidenziati in azzurro), e dei capochiave visibili (segnati in blu).

La schematizzazione dei tiranti presenti è stata fatta basandosi sul rilievo fotografico. Con riferimento alla Figura 4.4-9 è stato supposto che ci siano alcuni tiranti in direzione perpendicolare a quella lungo cui si sviluppa l'edificio. Lo sviluppo del tirante numero 1 è stato supposto sulla base del capochiave visibile nella facciata rivolta verso valle, ma non se ne vede traccia all'interno dell'edificio. I tiranti 2 e 4 trovano un riferimento esterno in ciascuna delle due facciate, si suppone quindi che si sviluppino per tutta la lunghezza del lato corto, rispettivamente al livello dell'impalcato del piano terra e del piano secondo. Il tirante numero tre presenta un capochiave visibile solo nel prospetto principale, ad una quota leggermente superiore rispetto al tirante numero 4: la mancata corrispondenza nella facciata opposta e la sua posizione in pianta fanno supporre che questo tirante si interrompa in corrispondenza del muro ad esso perpendicolare, in adiacenza alle scale. Purtroppo all'interno dell'edificio non è riscontrabile nessuna traccia che possa confermare questa supposizione.

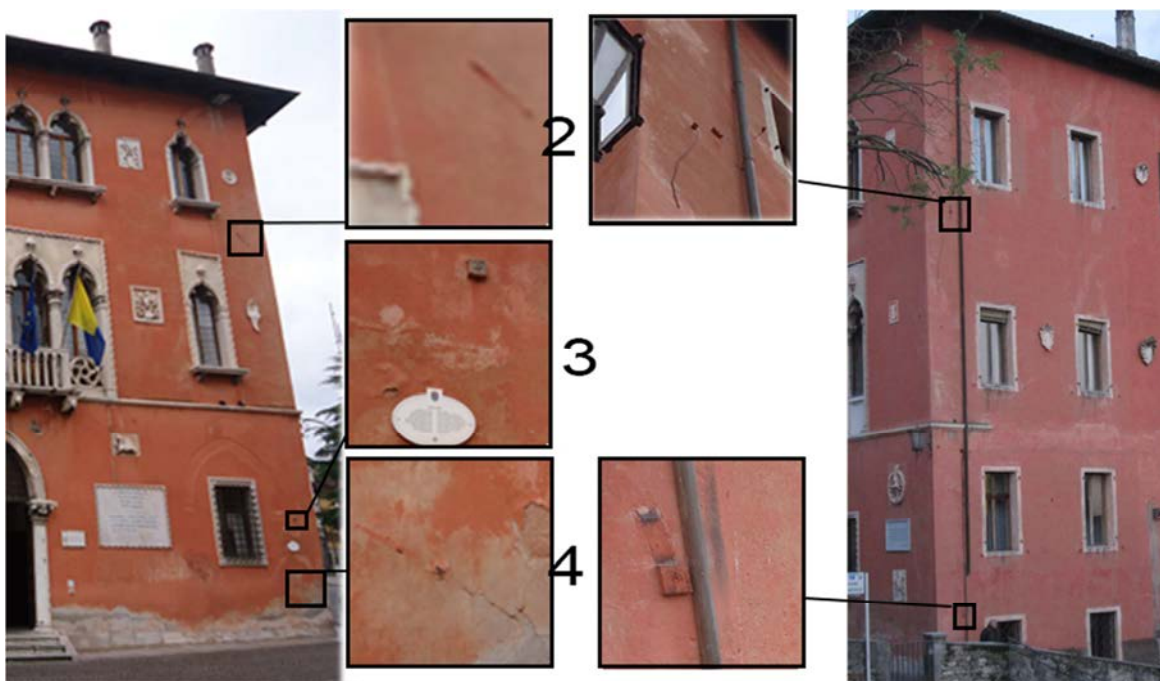


Figura 4.4-9: Individuazione sulle facciate dei capochiave dei tiranti supposti in direzione trasversale rispetto alla lunghezza dell'edificio.

La Figura 4.4-9 illustra la posizione di alcuni capochiave nella facciata più corta.

Il tirante numero 5 è visibile nel sottotetto, affiancato al muro della facciata principale, e se ne vede il relativo capochiave addossato alla prima muratura perpendicolare ad esso che incontra, e il proseguimento della catena metallica fino alla parete perimetrale; non ci sono tracce visibili all'esterno dell'edificio, ma ciò potrebbe essere dovuto al fatto che la notevole altezza e l'intonaco presente rendono difficile la vista di alcuni particolari.

Dei tiranti 6, 7 e 8, posizionati a livello dell'impalcato del piano secondo, si hanno piccole tracce solamente in facciata. Anche nel caso dei tiranti 9 e 10, presumibilmente incassati nella muro di spina longitudinale, la loro presenza è manifestata solo da capochiave esterni. La presenza del capochiave numero 10, a livello dell'impalcato del piano primo,

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

trova invece conferma in una vista interna, in cui si può vedere chiaramente la presenza del tirante.

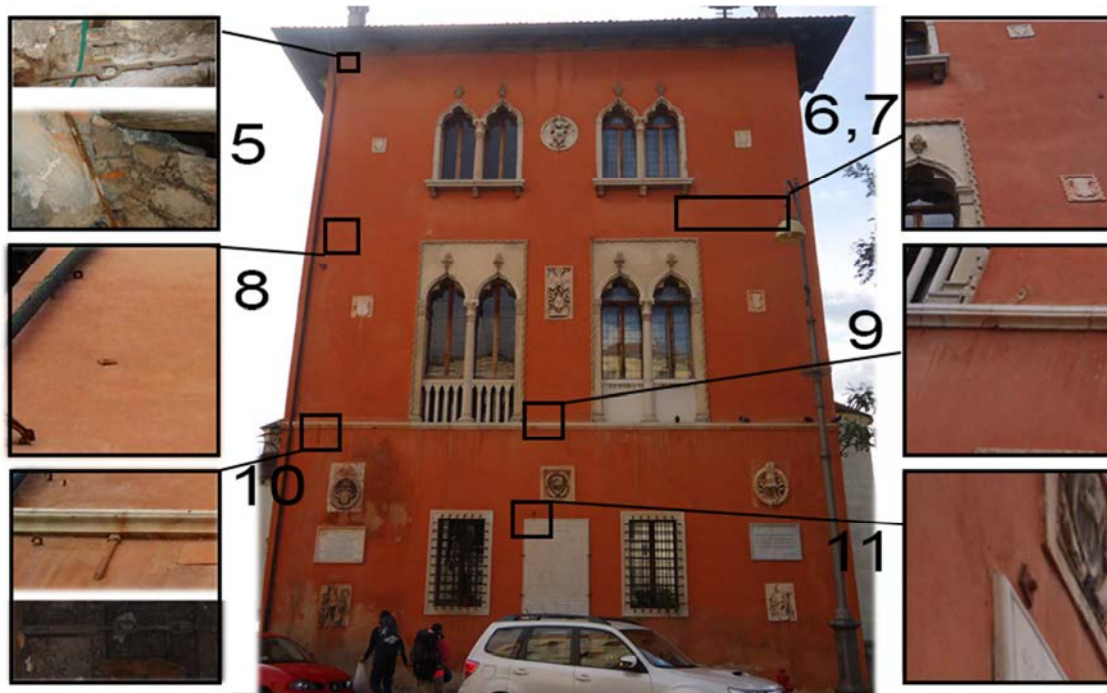


Figura 4.4-10: Individuazione sulle facciate dei capochiave dei tiranti supposti in direzione longitudinale.



Figura 4.4-11: Vista dall'interno dell'edificio (in corrispondenza del davanzale della finestra del primo piano) del tirante numero10.



Figura 4.4-12: Tirante numero 5, posizionato all'interno del sottotetto, e relativo capochiave addossato al muro trasversale interno.

In seguito alla definizione delle vulnerabilità, è possibile considerare nuovamente il quadro fessurativo e cercare di formulare delle ipotesi utili al fine della determinazione dei macroelementi più rilevanti presenti nella struttura.

La situazione più gravosa si presenta nel piano secondo. Le pareti della sala consigliare presentano numerose fessure non passanti. Quasi tutte sono apparse a seguito del terremoto del 1936 e, a differenza di quanto fatto nel resto dell'edificio, non è stato possibile intervenire in modo incisivo perché la sala principale è interamente affrescata.

Dal confronto tra le due pareti trasversali una presenta più fessure dell'altra. La causa è probabilmente da imputare al fatto che il muro tra i due più vicino a Palazzo ex tribunale (Figura 4.4-14, R-R) non trova corrispondenza al piano sottostante (vedi Figura 4.4-5) e il suo spessore è molto minore rispetto alle altre murature portanti dell'edificio. In maniera meno incisiva sono presenti poi delle fessure più piccole che si sviluppano diagonalmente in corrispondenza delle porte interne.

La situazione che si presenta in corrispondenza dell'angolo nord dell'edificio è un altro caso a cui porre particolare attenzione (Figura 4.4-14 S-S): la fessurazione presente potrebbe essere causata da un'eccessiva spinta del puntone a sostegno della copertura.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

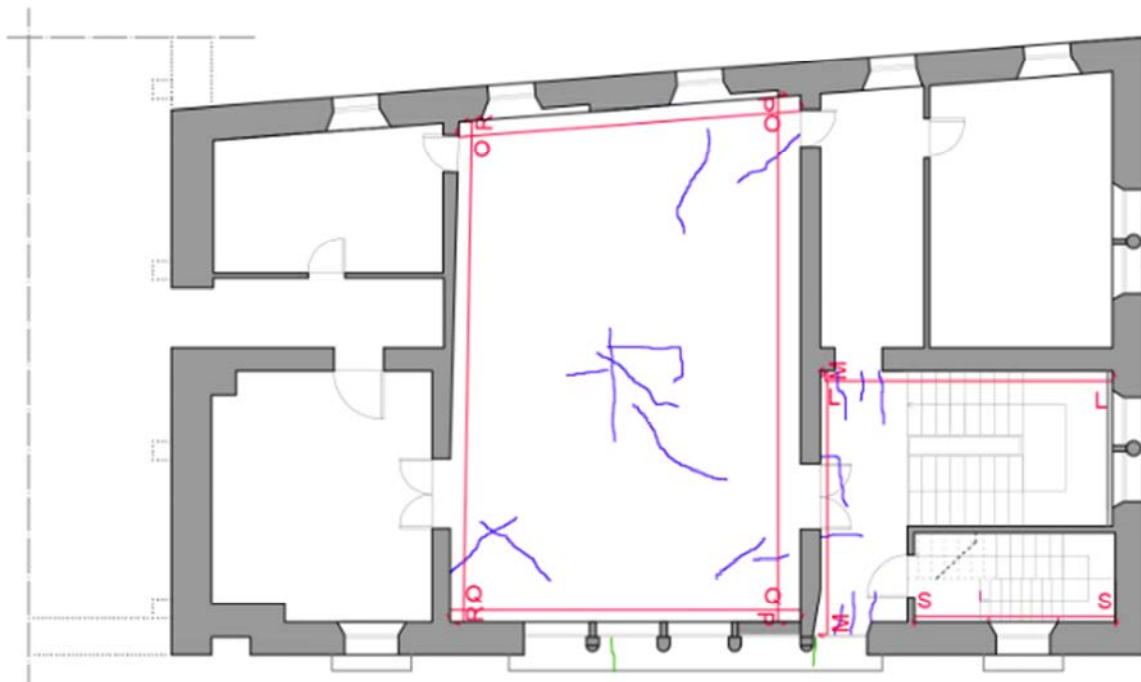


Figura 4.4-13: Individuazione in pianta delle fessure (in blu) che interessano il soffitto del piano secondo e di quelle (in verde) che riguardano il pavimento.

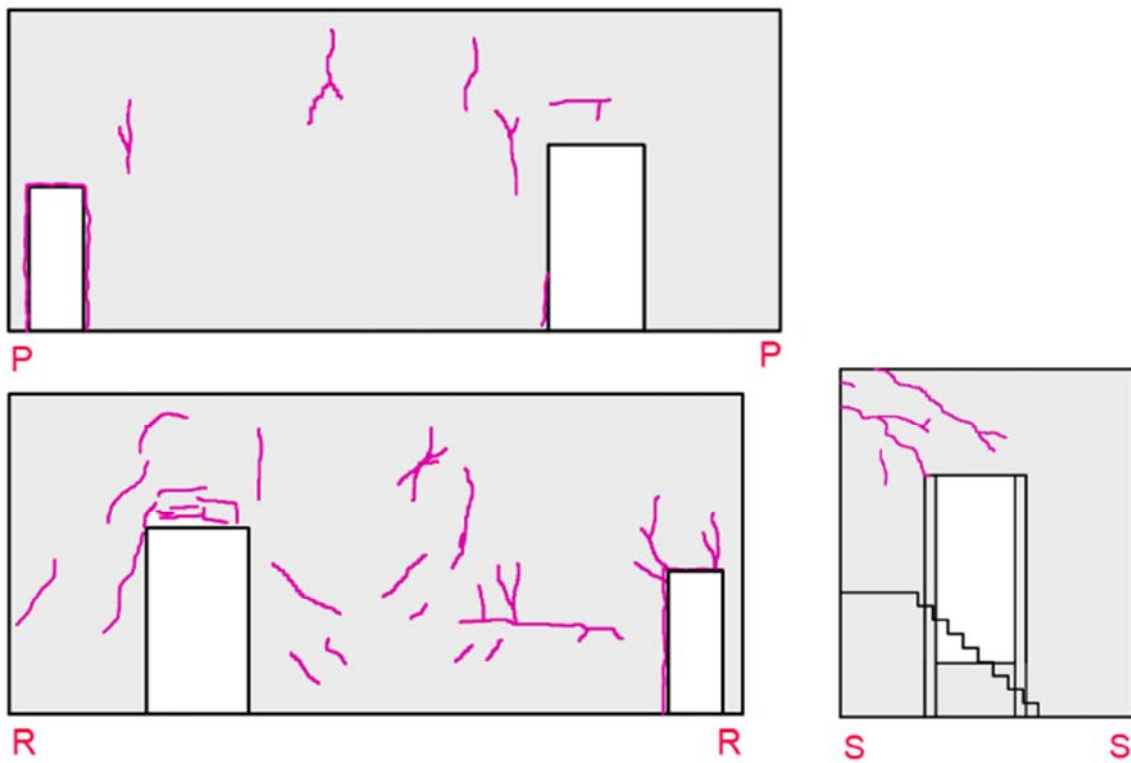


Figura 4.4-14: Schematizzazione di alcuni muri fessurati del piano secondo.



Figura 4.4-15: Individuazione nel modello tridimensionale di alcune fessure al piano secondo, parete P-P.



Figura 4.4-16: Individuazione nel modello tridimensionale di alcune fessure al piano secondo, parete R-R.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

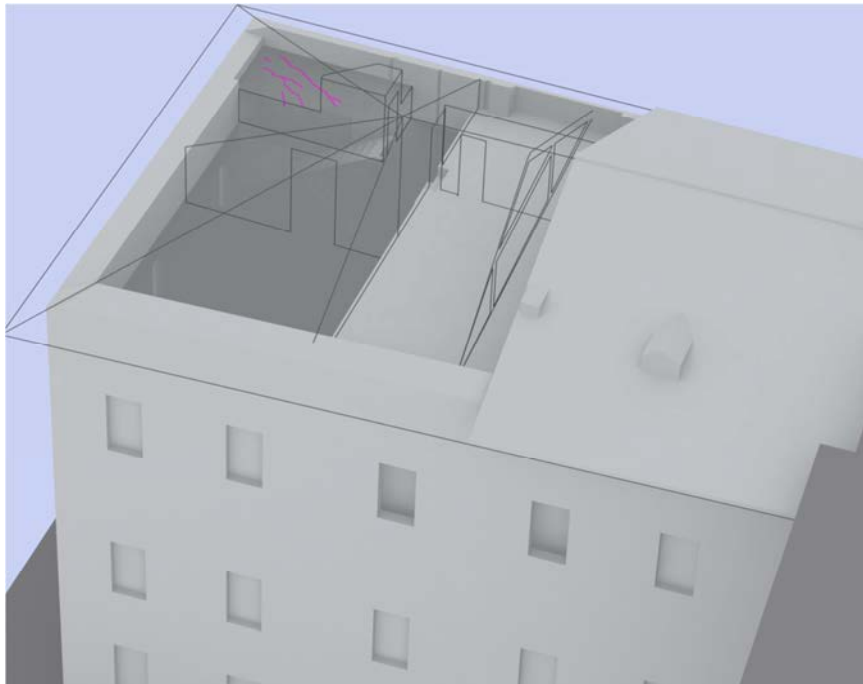


Figura 4.4-17: Individuazione nel modello tridimensionale di alcune fessure al piano secondo, parete S-S.

Il piano sottostante non presenta molti elementi fessurati, il caso più gravoso si ha nella sala adiacente al palazzo ex tribunale: la natura di quelle fessure non suggerisce però particolari meccanismi. L'ufficio del sindaco, posto nell'angolo nord ovest, presenta una fessura orizzontale che potrebbe essere collegata alla presenza del cordolo in cemento armato nell'impalcato del piano superiore.

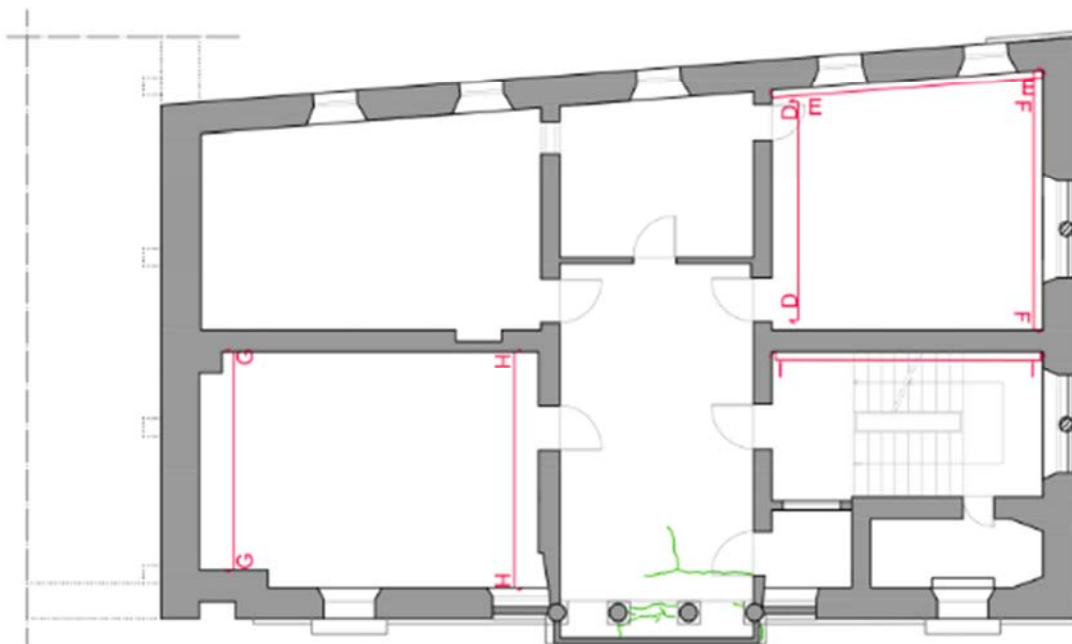


Figura 4.4-18: Individuazione in pianta della fessura (in verde) che interessa il pavimento dell'atrio al piano primo.



Figura 4.4-19: Schematizzazione delle pareti fessurate nell'ufficio del sindaco (piano primo, angolo a nord ovest).



Figura 4.4-20: Individuazione nel modello tridimensionale di alcune fessure nel soffitto e nella parete R-R del piano secondo e nella parete D-D del piano primo.

Nel pavimento dell'atrio centrale di questo piano (Figura 4.4-18) è visibile una fessura la cui causa potrebbe essere legata alla posizione del terrazzino, un'ipotesi che nasce dalla mancanza di informazioni riguardo la modalità di connessione dell'elemento sporgente all'edificio.

In corrispondenza di alcuni pianerottoli delle scale si osservano alcune fessure; la loro posizione, verso la parte interna dell'edificio, potrebbe far supporre un cattivo collegamento tra la muratura interna trasversale e quella longitudinale che delimita la scala.

Il piano terra e il seminterrato presentano delle fessure in pochi punti. Quelle visibili sul soffitto di una delle stanze dell'archivio sono quelle più estese, ma non sono apparentemente imputabili a situazioni definite.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

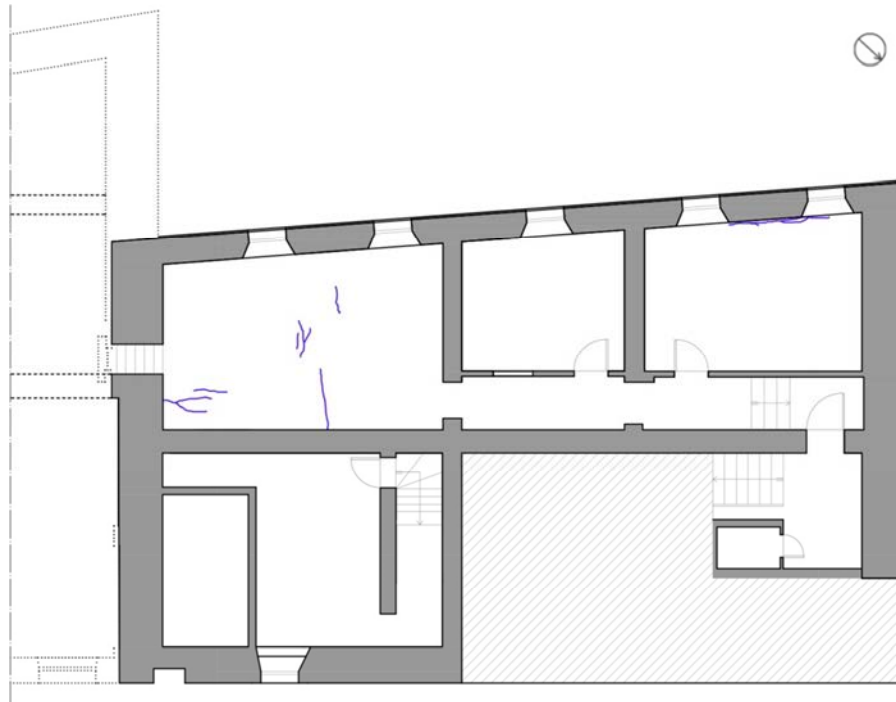


Figura 4.4-21: Individuazione in pianta delle fessure (in blu) che interessano il soffitto del piano seminterrato.

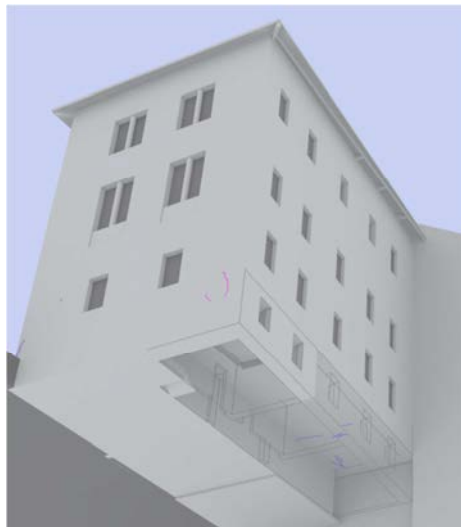


Figura 4.4-22: Individuazione nel modello tridimensionale di alcune fessure al piano seminterrato.

5. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

5.1. Normativa di riferimento

L'edilizia storica in muratura si manifesta attraverso un insieme di strutture, tipologie, tecniche costruttive estremamente vario e complesso. Se poi si considera la muratura (in particolar modo quella storica) come un materiale eterogeneo, anisotropo e con notevoli variazioni all'interno dello stesso edificio indagato, l'analisi del comportamento strutturale dei manufatti storici e la valutazione della loro sicurezza risultano inevitabilmente condizionate da rilevanti incertezze nella definizione delle condizioni di vincolo tra gli elementi e delle proprietà meccaniche dei materiali.

Basandoci solamente su queste condizioni, senza addentrarsi nel caso specifico oggetto di analisi, appare evidente come la valutazione della sicurezza sismica sia un'operazione fortemente complessa e delicata. Per l'analisi del comportamento strutturale dell'edificio studiato ci si è basati sulla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, nella quale, riguardo gli edifici esistenti in muratura, viene indicato che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici "richiede la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1. delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.3 delle NTC e nel seguito"⁶⁷.

Nella normativa sono indicate le situazioni in cui è obbligatorio sottoporre le costruzioni esistenti in muratura a valutazione della sicurezza, come ad esempio il "cambio della destinazione d'uso della costruzione"⁶⁸. Successivamente, sempre all'interno della norma, gli interventi vengono classificati secondo tre diverse categorie: la prima comprende quegli interventi di adeguamento atti a conseguire pienamente i livelli di sicurezza richiesti nelle NTC, la seconda riguarda gli interventi di miglioramento finalizzati ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, senza però raggiungere i livelli richiesti dalle NTC, e l'ultima interessa le riparazioni o gli interventi puntuali che interessano elementi isolati, e che comportino in ogni caso un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Nelle Linee guida è indicato che nel caso di beni di interesse culturale in zona dichiarata a rischio sismico, è necessario attenersi alle ultime due categorie⁶⁹.

Per quanto riguarda lo studio specifico di Palazzo Rosso, si è ritenuto opportuno considerare quindi un intervento di miglioramento. Come precedentemente accennato, un intervento di miglioramento non è finalizzato al raggiungimento delle caratteristiche di sicurezza previste dalle NTC, bensì si esplica mediante l'esecuzione di opere in grado di far

⁶⁷ Circolare, § C8.7.1.1, *Requisiti di sicurezza*.

⁶⁸ NTC 2008, § 8.3, *Valutazione della sicurezza*.

⁶⁹ Linee guida, § 2.2 *Criteri per la valutazione della sicurezza sismica e dell'efficacia dell'intervento*.

conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni di partenza, attraverso l'aumento della capacità di resistenza della struttura alle azioni sismiche considerate.

Nelle norme tecniche viene definito l'intervento di miglioramento mediante il quale "Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme"⁷⁰. Per quanto riguarda la progettazione degli interventi, si è preso come riferimento quanto riportato nelle Linee Guida, in cui vengono introdotti tre diversi livelli di valutazione cui fare riferimento per la progettazione degli interventi, tenendo presente che eventuali interventi di miglioramento sismico devono necessariamente essere sottoposti ad una valutazione più approfondita, ovvero con LV2 o LV3⁷¹:

- LV1 (analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici).

La valutazione sismica può essere condotta con riferimento a metodi semplificati che siano tuttavia in grado di stimare l'indice di sicurezza sismica. Un valore dell'indice di sicurezza sismica maggiore di 1 indica che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica di riferimento nel sito, definita con criteri coerenti a quelli adottati dalle NTC per l'adeguamento delle costruzioni non tutelate, in funzione della vita nominale e della classe d'uso; in alternativa i metodi semplificati possono fornire come risultato la vita nominale per la quale il manufatto presenta un indice di sicurezza uguale a 1 (tenendo conto anche delle condizioni d'uso).

- LV2 (valutazione su singoli macroelementi, meccanismi locali di collasso).

Indica valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate dell'edificio, ovvero interventi che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale precedentemente definito. Per questa tipologia sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso, la valutazione dell'azione sismica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1.

- LV3 (valutazione complessiva della sicurezza sismica del manufatto)

Questo livello riguarda progetti di interventi diffusi nella costruzione che, per quanto possibile, non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di analisi previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutta la costruzione.

⁷⁰ NTC 2008, § 8.4.2, *Intervento di miglioramento*.

⁷¹ Linee Guida, § 4.2, *Livelli di conoscenza e fattori di confidenza*.

Nello studio del Palazzo del Comune, il modello di analisi è stato elaborato, con le dovute semplificazioni, considerando sia i meccanismi d'insieme (che fanno quindi riferimento a LV3) che coinvolgono l'intero edificio in un comportamento globale, che una serie di verifiche locali (facenti riferimento a LV2) condotte sui singoli macroelementi, ovvero su delle porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di muratura di adeguata qualità, si comportino monoliticamente. Considerando che i macroelementi sono generalmente meno resistenti e meno duttili delle parti che coinvolgono la risposta d'insieme del fabbricato, devono essere opportunamente valutati nella definizione di un modello di analisi realmente rappresentativo del comportamento sismico strutturale. Prima di tutto occorre riconoscere le condizioni che predispongono l'attivazione di meccanismi locali di danno e di collasso e di conseguenza l'individuazione della necessità di effettuare analisi cinematiche puntuali, in sostituzione o in integrazione di analisi della risposta globale del sistema.

Naturalmente, la definizione dei macroelementi e dei meccanismi di collasso significativi per gli edifici parte dall'individuazione di eventuali presenze di stati di danneggiamento o di sconessioni pregresse (che possono essersi formate nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche), che individuano macroelementi suscettibili di instabilità⁷².

Ai fini dell'individuazione dei macroelementi da indagare, occorre ricordare che le strutture storiche in muratura spesso non presentano adeguati elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti e questo comporta una possibile vulnerabilità nei riguardi dei meccanismi locali, che possono interessare il collasso fuori piano di singoli pannelli murari o di più ampie porzioni di edificio.

Le due principali modalità di collasso sono:

- Ribaltamento del muro fuori piano: nel caso in cui l'azione sismica investa una parete in direzione ortogonale al suo piano. La risposta dipende dalla presenza o meno di connessioni tra le pareti ortogonali e dall'ancoraggio dei solai.
- Rottura nel piano del muro: nel caso in cui l'azione sismica solleciti la parete in direzione complanare al piano dello stesso muro. Questo meccanismo comporta la formazione di lesioni inclinate sulla parete che la percorrono interamente.

Le verifiche locali sono state condotte prevalentemente tramite l'impostazione dei ribaltamenti fuori piano delle pareti libere principali, essendo questi i meccanismi più frequenti, rendendo necessari il calcolo dei tiranti.

Il calcolo è stato effettuato senza tenere in considerazione i tiranti preesistenti e ipotizzandone opportunamente il ripristino successivamente alla verifica di ribaltamento. Dopo la localizzazione dei macroelementi più vulnerabili sono stati verificati i meccanismi più probabili (la scelta è avvenuta analizzando sia le principali orditure dei piani, sia

⁷² [44] L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli (a cura di), *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in murature e dei relativi modelli cinematici di analisi*.

analizzando le diverse tipologie di carichi gravanti sulle pareti). In Figura 5.1-1 è indicata la localizzazione dei macroelementi analizzati in seguito.

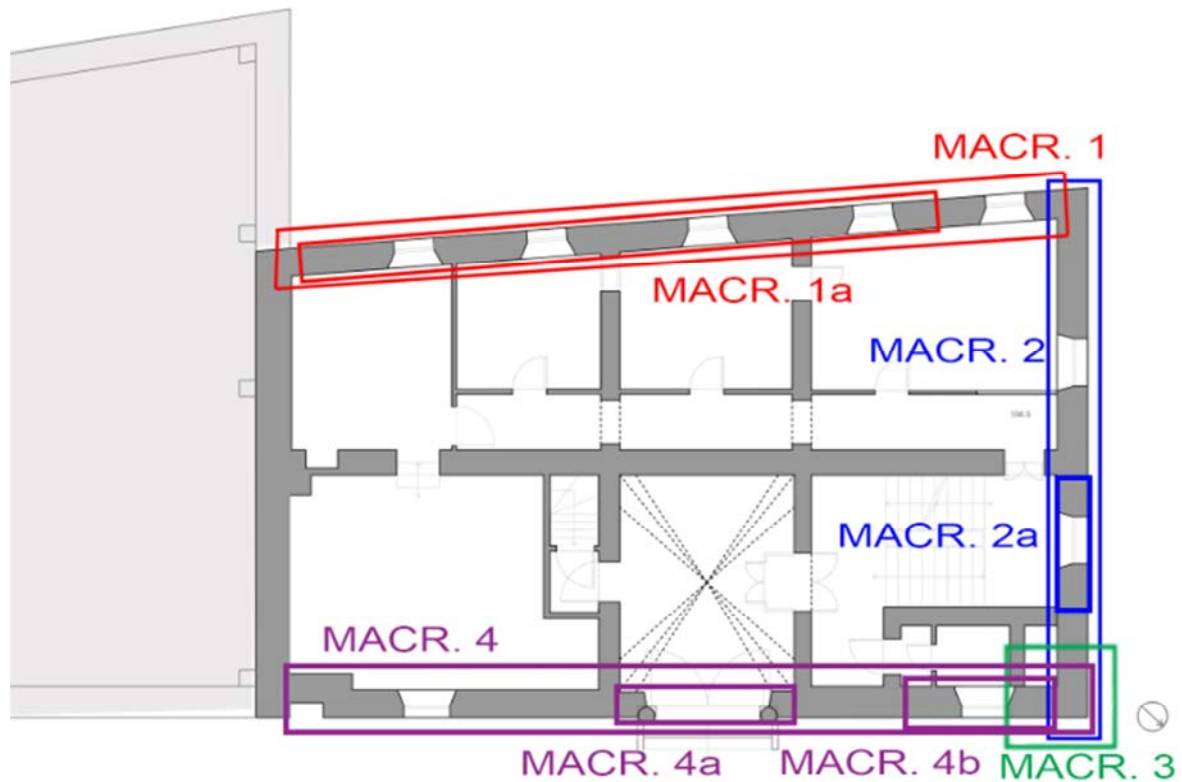


Figura 5.1-1: Individuazione in pianta dei macroelementi.

5.2. Analisi dei carichi

5.2.1. Caratteristiche meccaniche e analisi dei carichi

Palazzo Rosso presenta omogeneità geometrica, ma le ricerche eseguite in ambito storico hanno evidenziato come la compagine muraria non possa essere considerata molto compatta e omogenea. Considerata l'impossibilità di effettuare prove distruttive da cui si evincerebbe un quadro conoscitivo delle caratteristiche meccaniche maggiormente affidabile, si è scelto di considerare i valori meccanici forniti dalla letteratura⁷³.

Nella Tabella 5.2-1 vengono definite le caratteristiche meccaniche dei materiali di cui sono costituite le pareti dell'edificio oggetto di analisi.

Materiale	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E[N/mm ²]	G[N/mm ²]	W[kN/m ³]
Muratura a conci sbazzati	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	

Tabella 5.2-1: Caratteristiche meccaniche della muratura, secondo normativa.

Dove:

- f_m è la resistenza media a compressione della muratura;
- τ_0 è la resistenza media a taglio della muratura;
- E è il valore medio del modulo di elasticità normale;
- G è il valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- W è il peso specifico medio della muratura.

Nella Tabella 5.2-2 vengono riportate la densità e il peso per unità di superficie delle componenti strutturali e non, con i quali verranno calcolati i carichi e le spinte trasmesse dagli orizzontamenti alle pareti.

Tipo di orizzontamento	Componenti	Densità specifica [kN/m ³]	Peso per unità di superficie[kN/m ²]
Solaio ligneo	orditura principale	6	1,3
	tavole	6	
	pavimento	20	
Solaio ligneo di sottotetto			0,9
Solaio in laterocemento	soletta in c.a. (sp=10cm)	25	6,53
	Laterizio forato	8	
	Travetto	18(kg/ml)	
	Travi in c.a.	25	
	Pavimento	20	
Copertura	Orditura principale (capriate)	6	2,1

⁵ Valori relativi alla tab. C8A.2.1, della Circolare, § C8.A.2, *Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature*.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

lignea	Orditura secondaria	6	
	Tavolato	6	
	Coppi	18	

Tabella 5.2-2: Caratteristiche meccaniche degli orizzontamenti.

Nella Tabella 5.2-3 si riportano in sintesi i carichi variabili e i relativi coefficienti considerati nel calcolo.

Categoria	Ambienti	Carico di esercizio q_k [kN/m ²]	Coefficiente di combinazione Ψ_2
A	Ambienti ad uso residenziale	2	0,3
B	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2	0,3
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3	0,3
C	Scale	4	0,6
D	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,5	0,0

Tabella 5.2-3: Carichi di esercizio e coefficienti⁷⁴.

La combinazione dei carichi sugli orizzontamenti usata, ai fini delle verifiche degli stati limite, è quella prescritta dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{K1} + \Psi_{22}Q_{K2} + \dots \quad (\text{NTC 2008, 2.5.5})$$

La normativa distingue quindi i carichi agenti in carichi permanenti (G), variabili (Q), sismici (E). Sono considerati carichi permanenti le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare, con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo. I carichi derivanti dal peso proprio di tutti gli elementi strutturali sono indicati con G_1 , quelli riconducibili al peso di elementi non strutturali sono indicati con G_2 .

I carichi variabili riguardano azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo, possono essere di lunga durata o di breve durata. I carichi sismici sono le azioni derivanti dai terremoti.

Palazzo Rosso è considerato parte del patrimonio di valenza storico-artistica tutelato, quindi si è fatto riferimento alle Linee Guida per l'azione del fattore di confidenza F_C della struttura. Il fattore di confidenza è un numero, compreso tra 1 e 1.35, che consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e tenerne conto nella valutazione dell'indice di sicurezza sismica (o della vita nominale)⁷⁵.

Il fattore di confidenza in questo caso si è determinato definendo diversi fattori di confidenza parziali F_{CK} ($k= 1,2,3,4$), sulla base dei coefficienti numerici riportati in Tabella 5.2-4⁷⁶ assegnati in base alle quattro categorie di indagine, e al livello di conseguenza in

⁷⁴ NTC 2008, § 3.1.4, Carichi variabili.

⁷⁵ Linee Guida, § 4.2, Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

⁷⁶ Tutti i livelli di approfondimento sono riportati nelle Linee Guida, § 4.2, tabella 4.1.

esse raggiunto: rilievo geometrico (F_{C1}), rilievo materico degli elementi (F_{C2}), proprietà meccaniche dei materiali (F_{C3}), terreno e fondazioni (F_{C4}).

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

Rilievo Geometrico	Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0,05$	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0,12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{C3} = 0,12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni $F_{C4} = 0,06$
rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0,05$	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondato su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche) $F_{C2} = 0,06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0,06$	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni. $F_{C4} = 0,03$

Tabella 5.2-4: Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Risulta quindi:

$$F_C = 1 + 0,35 = 1,35$$

Successivamente è stato determinato il livello di conoscenza LC^{77} , variabile tra 1 e 3, che esprime quanto è stata approfondita la fase di indagine dell'edificio. Questo passaggio è necessario al fine di determinare i valori dei parametri meccanici da considerare all'interno del range definito dalla Tabella 5.2-5. Nel caso oggetto di studio, è stato determinato un LC1, che corrisponde ad una conoscenza minima dell'edificio. Seguendo le indicazioni della normativa⁷⁸, rispetto alla Tabella 5.2-1, sono stati considerati i valori minimi di resistenza e quelli medi per quanto riguarda l'elasticità. Si riporta dunque:

Materiale	$f_m[N/cm^2]$	$\tau_0[N/cm^2]$	$E[N/mm^2]$	$G[N/mm^2]$	$W[kN/m^3]$
Muratura a conci sbazzati	200	3,5	1230	410	20

Tabella 5.2-5: Caratteristiche meccaniche della muratura, considerando il livello di conoscenza LC1.

Al fine di valutare in maniera quantitativa i vantaggi che potrebbe portare una conoscenza più approfondita dell'edificio, in molti casi si sono confrontati i risultati ottenuti con quelli risultanti da un'analisi che considera un LC2.

Con riferimento alla Tabella 5.2-4, risulta quindi:

$$F_c = 1 + 0,20 = 1,20$$

Il Livello di conoscenza adeguata (LC2) consiste in una buona conoscenza geometrica del manufatto, dei dettagli costruttivi più significativi e delle proprietà dei materiali, che deriva anche da specifiche indagini estese in loco.

Per quanto riguarda le caratteristiche della muratura, facendo riferimento alla Tabella 5.2-1, l'impiego di un livello di conoscenza maggiore permette di poter considerare sia per la resistenza sia per il modulo elastico il valore medio nell'intervallo fornito dalla normativa.

La norma prevede anche la possibilità di utilizzare i dati derivanti dalle prove eseguite in situ.

Si riportano dunque i valori dei parametri utilizzati considerando un LC2:

Materiale	$f_m[N/cm^2]$	$\tau_0[N/cm^2]$	$E[N/mm^2]$	$G[N/mm^2]$	$W[kN/m^3]$
Muratura a conci sbazzati	250	4,3	1230	410	20

Tabella 5.2-6: Caratteristiche meccaniche della muratura, considerando il livello di conoscenza LC2.

$$\text{Resistenza a trazione} = \tau_0 * 1,5 = 6,45 N/cm^2$$

⁷⁷ Circolare, § C8A.1.A.4, *Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza.*

⁷⁸ Circolare, § C8A.1.1, *Stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di conoscenza.*

5.2.2. Valutazione dei carichi sismici

I dati sismici a cui è stato fatto riferimento sono stati elaborati con il programma Excel “Spettri-NTC” fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

“Il documento Excel Spettri-NTC fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in tre fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta di alcuni parametri da parte dell’utente”⁷⁹.

Nella prima fase (vedi Figura 5.2-1) la ricerca del sito in cui sorge il manufatto è stata effettuata per comune, ma può avvenire anche per coordinate.

Figura 5.2-1: Interfaccia del programma Spettri NTC, prima fase.

Nella seconda fase (vedi Figura 5.2-2) deve essere fatta la scelta della strategia di progettazione attraverso l’individuazione di alcuni parametri significativi della struttura quali la vita nominale V_N e la classe d’uso dell’opera strutturale che permettono l’individuazione dei valori di progetto per la valutazione della sicurezza sismica. La vita nominale è il numero di anni durante i quali la struttura deve poter essere utilizzata con le funzioni alle quali è stata destinata. I valori della vita nominale delle varie tipologie di opere sono definiti secondo la normativa⁸⁰, e sono qui riportati in Tabella 5.2-7 e per Palazzo Rosso si è scelta il valore di V_N pari a 50.

⁷⁹ Spettri di risposta NTC ver. 1.0.3.

⁸⁰ NTC 2008, §2.4.1, Vita nominale, classe d’uso e periodo di riferimento - Vita nominale, tabella 2.4.I.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

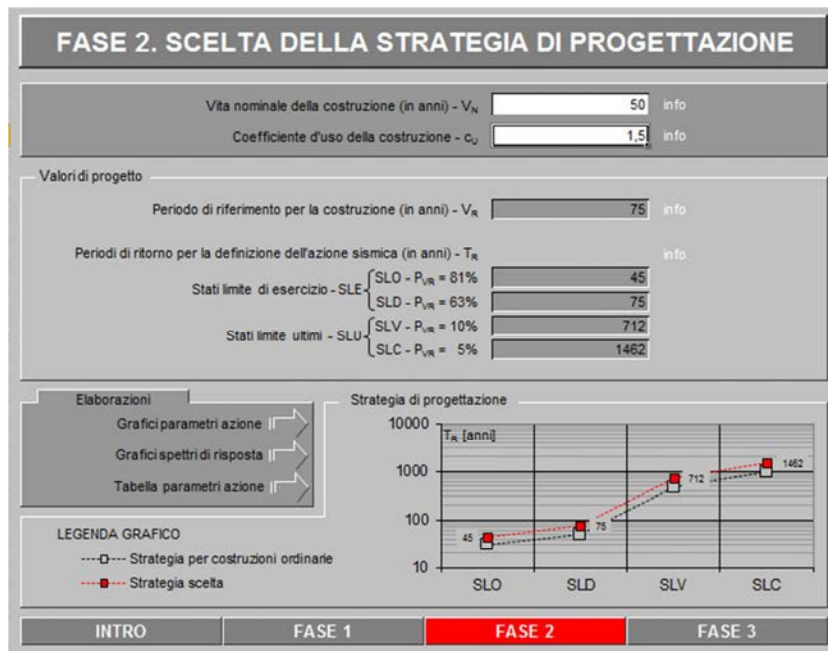


Figura 5.2-2: Interfaccia del programma Spettri NTC, seconda fase.

Tipi di costruzioni		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie- Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grande dimensione o importanza	≥ 100

Tabella 5.2-7: Vita Nominale V_N per diversi tipi di opere.

Gli edifici sono divisi in quattro classi d'uso in base alla gravità delle conseguenze di un'eventuale interruzione di operatività o di collasso della struttura. Palazzo Rosso ospita funzioni pubbliche ed è soggetto a modesti affollamenti, quindi si è scelto per questo caso specifico di considerare la classe d'uso III, la definizione data dalla normativa, al § 2.4.2 delle NTC 2008, è la seguente:

“Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali...”

“Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi...”

Nell'analisi globale del modello si è poi però previsto un declassamento della struttura alla classe II, con il conseguente spostamento di alcune funzioni in altra sede, qualora le

verifiche non vengano soddisfatte. Le azioni sismiche sono quindi state valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R definito come:

$$V_R = V_N C_U = 75$$

C_U rappresenta il coefficiente d'uso definito, per una classe d'uso II il suo valore è pari a 1, mentre per una classe d'uso III lo si assume pari a 1,5. Le NTC offrono dei criteri generali di sicurezza che sono valutati in relazione agli stati limite e che si possono verificare durante la vita nominale dell'opera. Per stati limite (SL) si intende⁸¹ la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata e in base agli SL si eseguono le verifiche per la sicurezza sismica nei confronti di stati limite ultimi (SLU) e stati limite di esercizio (SLE). La normativa suddivide gli SLU in stato limite di salvaguardia della vita (SLV: nonostante gravi danni subiti, la costruzione conserva una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali), e stato limite di prevenzione del collasso (SLC: nonostante i gravi danni subiti, la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali). Gli SLE si dividono invece in stato limite di operatività (SLO: viene garantito che la costruzione non subisca danni e interruzioni d'uso significativi) e stato limite di danno (SLD: la costruzione nel complesso subisce lievi danni e si mantiene immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature). Le verifiche riportate nei paragrafi successivi sono state condotte nei confronti degli SLV, SLD e SLO per quanto riguarda le analisi del modello globale. Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento (P_{VR}), come descritto in Tabella 5.2-8.

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%

Tabella 5.2-8: Probabilità di superamento P_{VR} al variare degli stati limite.

In relazione al periodo di riferimento proprio della struttura, e in base allo stato limite considerato, cui è associata una P_{VR} in % nel periodo di riferimento, viene valutato il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica T_R :

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

⁸¹ N.T.C. 2008, § 3.2.1, Azione sismica – Stati limite e relative probabilità di superamento.

I valori che si ottengono sono riportati in Tabella 5.2-9, assieme agli altri parametri sismici ricavati dal programma. In Figura 5.2-3 è riportato il diagramma dello spettro di risposta elastica risultante.

Si è supposta una categoria di sottosuolo B ($V_{S30} = 600$ circa) e una condizione topografica T1 (Pendii con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

Nel caso di edifici in muratura ordinaria a due o più piani si può assumere $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$.

La struttura è regolare in elevazione, quindi il valore del fattore di struttura si può assumere $q = 2 * 1,5 = 3$

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T_C^* [s]
SLO	45	0,074	2,473	0,250
SLD	75	0,098	2,447	0,266
SLV	712	0,273	2,411	0,336
SLC	1462	0,365	2,406	0,356

Tabella 5.2-9: Coordinate spettrali.

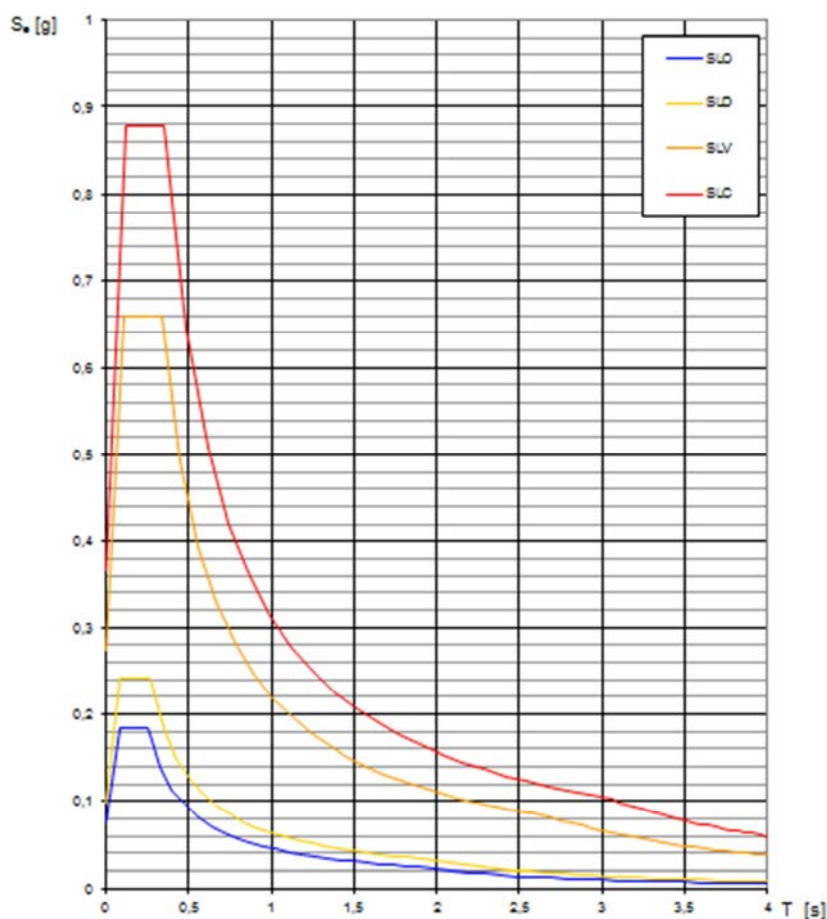


Figura 5.2-3: Diagramma dello spettro di risposta elastica.

Nell'ultima fase è stata determinata l'azione di progetto ai soli SLV (vedi Figura 5.2-4) per quanto concerne l'analisi dei macroelementi. Gli stessi parametri sono stati utilizzati anche per l'azione di progetto relativa all'analisi del modello globale, considerando una

categoria di sottosuolo B⁸² sulla base dei dati relativi alle analisi del sottosuolo condotte in una zona limitrofe e una categoria topografica T1 avendo determinato una inclinazione media del rilievo $\leq 15^\circ$. È importante ricordare che il territorio di Belluno si presenta molto disomogeneo per quanto riguarda le categorie di sottosuolo, quella ipotizzata potrebbe quindi non essere veritiera: questo è un aspetto che andrebbe approfondito con specifiche indagini in situ.

Di seguito sono riportati i parametri dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV.

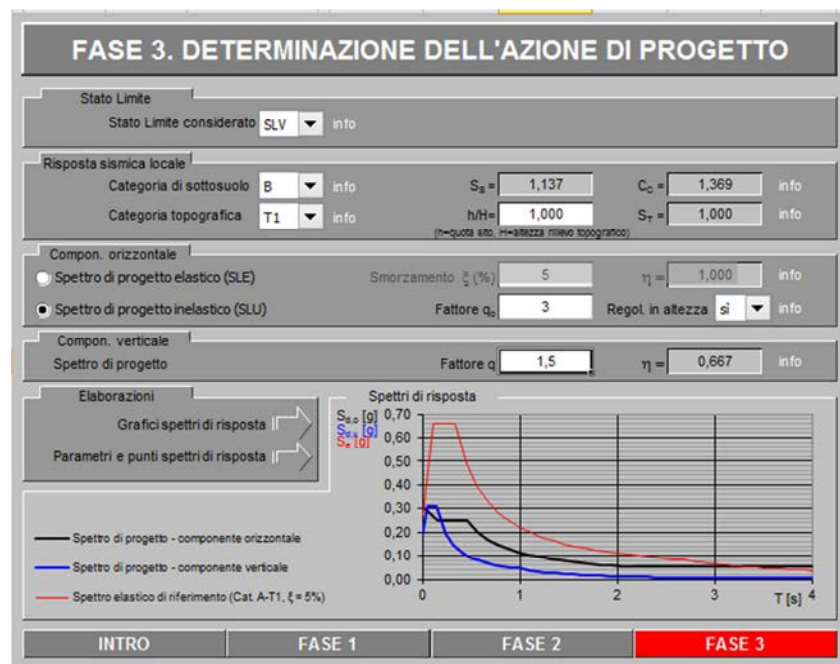


Figura 5.2-4: Interfaccia del programma Spettri NTC, terza fase.

Stato limite di riferimento	SLV	
Coordinate geografiche Belluno	latitudine: 46,1503	
	longitudine: 12,2171	
Altitudine	383 m s.l.m.	
Accelerazione orizzontale massima al sito	a_g	0,273
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_0	2,411
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_{C^*}	0,336
Vita nominale	V_N	50
Classe d'uso e relativo valore del coefficiente d'uso	C_U	1,5
Periodo di riferimento dell'azione sismica	V_R	75

⁸² N.T.C. 2008, § 3.2.2, Azione sismica – Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche, tabella 3.2.II.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Probabilità di superamento per SLV	P_{VR}	0,1
Tempo di ritorno dell'azione sismica	T_R	712
Categoria di sottosuolo	B	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1,137
	C_C	1,369
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,00
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	S	1,137
Fattore di struttura	q	3
Periodo corrispondente all'inizio dello spettro ad accelerazione costante	T_B	0,153
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro	T_C	0,459
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T_D	2,692
Spettro di progetto della componente orizzontale	$S_d(T)$	0,249

Tabella 5.2-10: Dati sismici di progetto.

Sono stati individuati due ulteriori valori di a/g , il primo relativo al sisma del 1873, il secondo relativo al sisma del 1936: l'intensità macrosismica dei due eventi sopracitati, è stata opportunamente trasformata in accelerazione orizzontale⁸³.

I tre termini utilizzati per le analisi di vulnerabilità sono quindi:

- 0,273 (NTC 2008);
- 0,037 (terremoto del 1873, di intensità 6,3 gradi della scala MCS);
- 0,016 (terremoto del 1936, di intensità 6 gradi della scala MCS);

⁸³ $\ln\left(\frac{a}{g}\right) = 0,6021s - 7,073$ (Guagenti, Petrini 1989).

5.3. Modellazione locale – Analisi per macroelementi

5.3.1. Schemi generali di calcolo dei meccanismi di collasso

I meccanismi di collasso ritenuti più significativi e probabili sono di seguito descritti seguendo quanto riportato nelle “Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi cinematismi di analisi”⁸⁴.

I macroelementi su cui si è concentrata maggiormente l’analisi sono quelli di primo modo, ovvero quelli fuori piano, generalmente più gravosi rispetto a quelli che si manifestano nel piano, in quanto il pannello murario è dotato di scarsa resistenza alle azioni perpendicolari al proprio piano, e quindi al ribaltamento. Gli elementi che contribuiscono maggiormente alla determinazione della risposta strutturale sono naturalmente legati alle dimensioni, alla natura e alle caratteristiche della muratura.

Il parametro più significativo da individuare in ciascun meccanismo è il coefficiente di collasso “c” (che viene espresso come rapporto tra l’accelerazione critica su quella gravitazionale). Tale valore che rappresenta il moltiplicatore critico delle masse sismiche per il quale l’elemento considerato va in crisi, raggiungendo le condizioni limite di equilibrio alla rotazione dell’elemento murario attorno a cerniere cilindriche, oppure al raggiungimento delle tensioni ultime di resistenza a compressione o a trazione della sezione muraria studiata.

Vengono riportati i simboli utilizzati nell’analisi dei macroelementi, unitamente all’indicazione del loro significato:

- α è il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i-esimo o del macroelemento i-esimo;
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sul piano i-esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete i-esima;
- P_{Hi} è la componente orizzontale della spinta della copertura sul piano i-esimo;
- T_i è lo sforzo del tirante al piano i-esimo;
- P_{si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i-esimo;
- s_i è lo spessore della parete al piano i-esimo;
- h_i è il braccio verticale dell’azione trasmessa dal solaio oppure è l’altezza del macroelemento i-esimo;
- d_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i-esimo e/o del peso proprio della parete;
- d_{vi} è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo;
- h_{vi} è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo;
- x_{Gi} è la componente in x del baricentro della i-esima parete;

⁸⁴ [44] L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli (a cura di), *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*.

- y_{Gi} è la componente in y del baricentro della i-esima parete;
- L_i è la lunghezza del macroelemento i-esimo;
- T_i è lo sforzo del tirante al piano i-esimo;

5.3.1.1. Meccanismo 1 – Ribaltamento semplice di parete

Questo meccanismo consiste nella rotazione rigida di intere facciate o di porzioni di pareti attorno a cerniere cilindriche in prevalenza orizzontali poste alla base della struttura muraria, in concomitanza ad una sollecitazione sismica ortogonale.

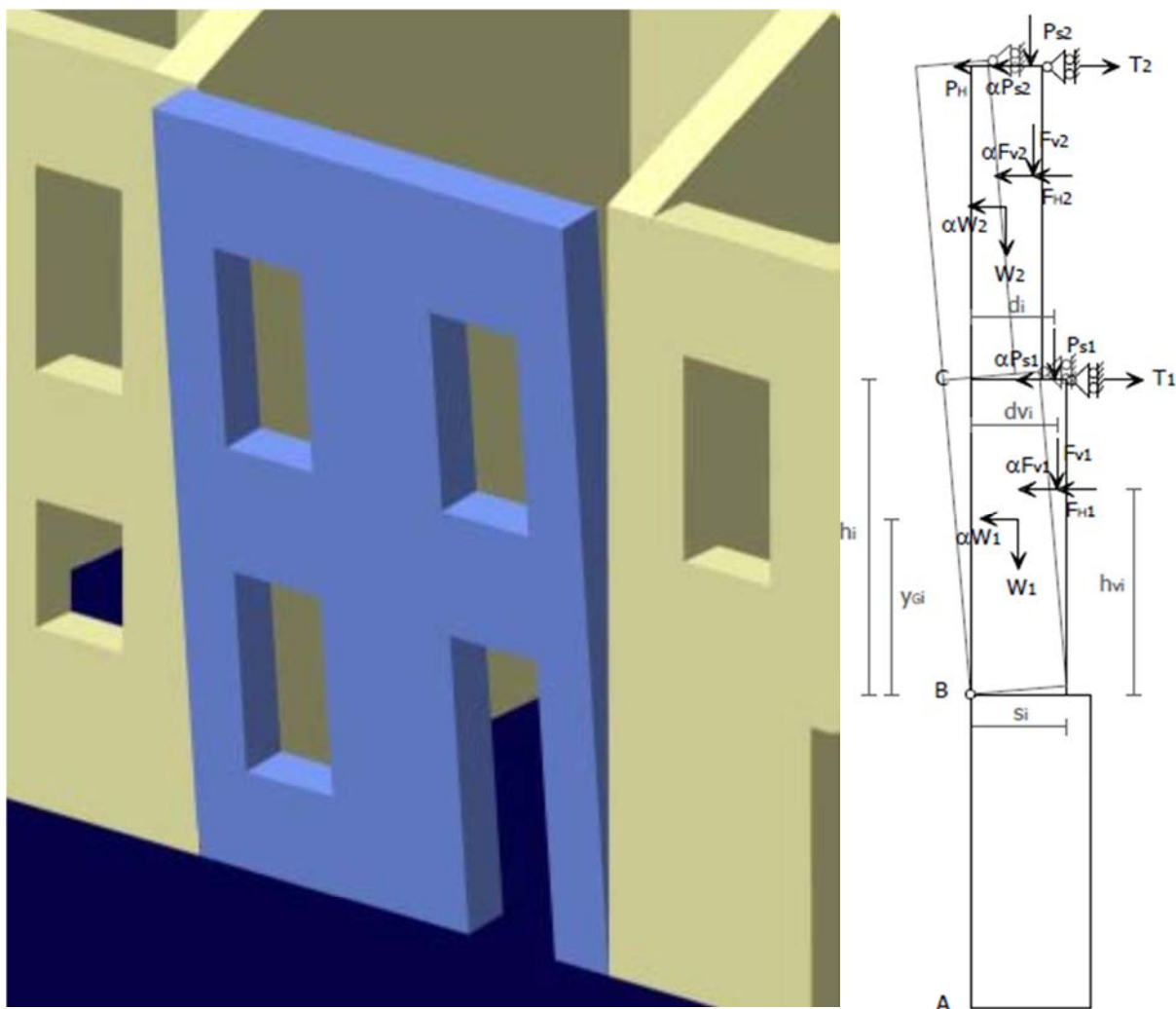


Figura 5.3-1: Meccanismo 1: ribaltamento semplice di parete monolitica e sua schematizzazione.

Per individuare il coefficiente di collasso che attiva il meccanismo è sufficiente determinare il valore del rapporto tra il momento stabilizzante dovuto alla sommatoria dei pesi della muratura, dei carichi verticali (presi entrambi positivamente) e delle spinte orizzontali (prese negativamente) agenti sulla stessa e il momento ribaltante, ottenuto tenendo conto dell'azione sismica. Si ottiene quindi:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

Nell'utilizzo di questo meccanismo, il muro è schematizzato come corpo rigido che ruota attorno ad una cerniera posta alla base e posizionata a filo dello spigolo più esterno della sezione della parete. Seguendo questa semplificazione si genera una concentrazione di tensioni nel punto di contatto in cui si articola il meccanismo: per tenere conto di questo fattore nella modellazione si procederà arretrando la posizione delle cerniere cilindriche, al fine di considerare l'effetto di schiacciamento della muratura. La cerniera cilindrica si forma quindi lungo una linea più interna rispetto allo spigolo considerando in prima ipotesi. La differenza tra queste due rette parallele viene convenzionalmente identificata dal simbolo "t". La formula derivante da questo accorgimento risulta dunque:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot (\frac{S_i}{2} - t) + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot (d_{Vi} - t) + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot (d_i - t) + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

Nella determinazione numerica del valore dell'arretramento si considera che l'innesco del cinematismo si manifesti non appena la tensione massima al lembo compresso raggiunga il valore di resistenza caratteristica a compressione della muratura σ_r , definita come:

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

dove:

- f_m è il valore della resistenza a compressione ricavato dalla tab. ;
- f_c è il fattore di confidenza della struttura ricavato dalla tab. ;
- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza pari a 2⁸⁵.

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 poiché 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" nel modo seguente.

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"), ottenendo:

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

⁸⁵ N.T.C 2008, § 7.8.1.1, *Costruzioni in muratura*.

Occorre poi far coincidere la tensione al lembo esterno della muratura con la massima che sarà data dalla formula:

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

In questo modo, il valore dell'arretramento della cerniera "t" risulta semplicemente:

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

5.3.1.2. Meccanismo 2 – Ribaltamento semplice di parete monolitica – parte alta

Nel caso in cui l'edificio analizzato sia composto da più piani, si possono avere tanti meccanismi di rotazione quante sono le pareti, e in questo caso il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni poste in quota rispetto ad assi perlopiù orizzontali, che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. In questo caso il ribaltamento interessa solo l'ultimo livello dell'edificio, oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

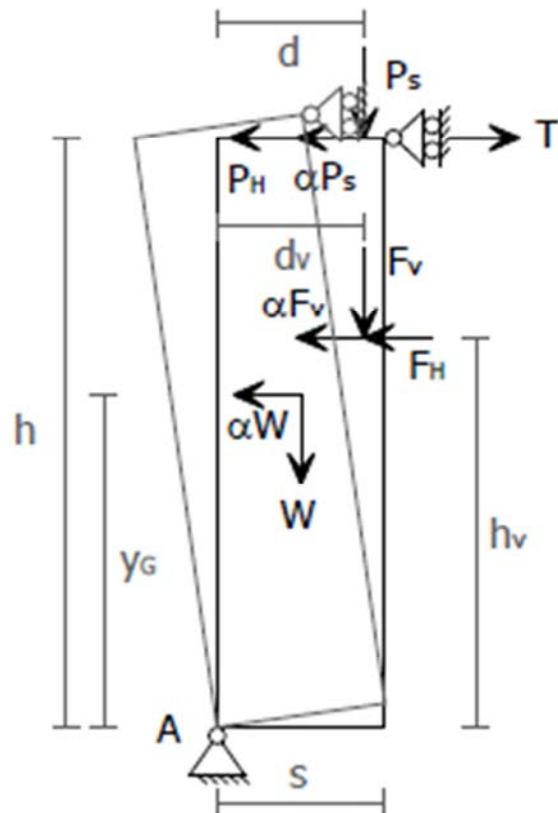
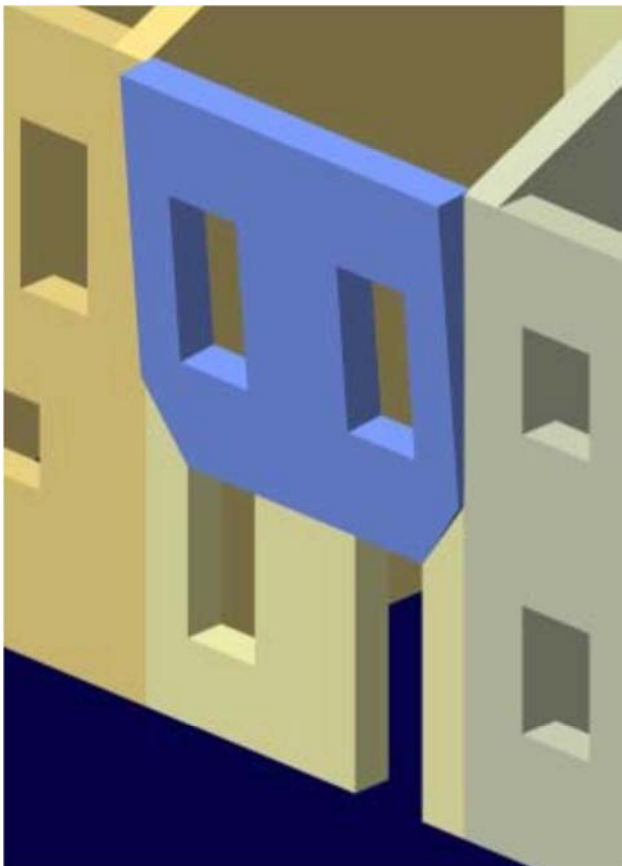


Figura 5.3-2: Meccanismo 2: ribaltamento semplice della parte alta di una parete monolitica e sua schematizzazione.

Il procedimento per determinare il coefficiente di collasso che attiva il meccanismo è analogo a quello visto nel caso precedente, tramite il rapporto tra il momento stabilizzante dovuto alla sommatoria dei pesi della muratura, dei carichi verticali (presi entrambi positivi) e delle spinte orizzontali (prese negativamente), e il momento ribaltante che invece tiene conto dell'azione sismica:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_v + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$

Come indicato nel meccanismo precedente, anche in questo caso si considera l'arretramento della cerniera cilindrica pari a $t = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \sigma_k \cdot l}$, il calcolo del coefficiente di collasso diventa:

$$\alpha = \frac{W \cdot \left(\frac{s}{2} - t\right) + F_V \cdot (d_v - t) + P_S \cdot (d - t) + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$

5.3.1.3. Meccanismo 3 – Flessione verticale di parete

Il meccanismo si riconduce alla formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi e alla conseguente rotazione reciproca di essi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. Nel caso in cui si consideri il meccanismo agente in un singolo piano l'altezza di formazione della cerniera cilindrica risulta incognita ed è valutata mediante l'applicazione del principio dei lavori virtuali, imponendo che il coefficiente di collasso in funzione dell'altezza incognita sia il minimo. Nel caso in cui si considerino due diversi livelli della struttura si ipotizza che la cerniera plastica si formi all'altezza dell'orizzontamento intermedio.

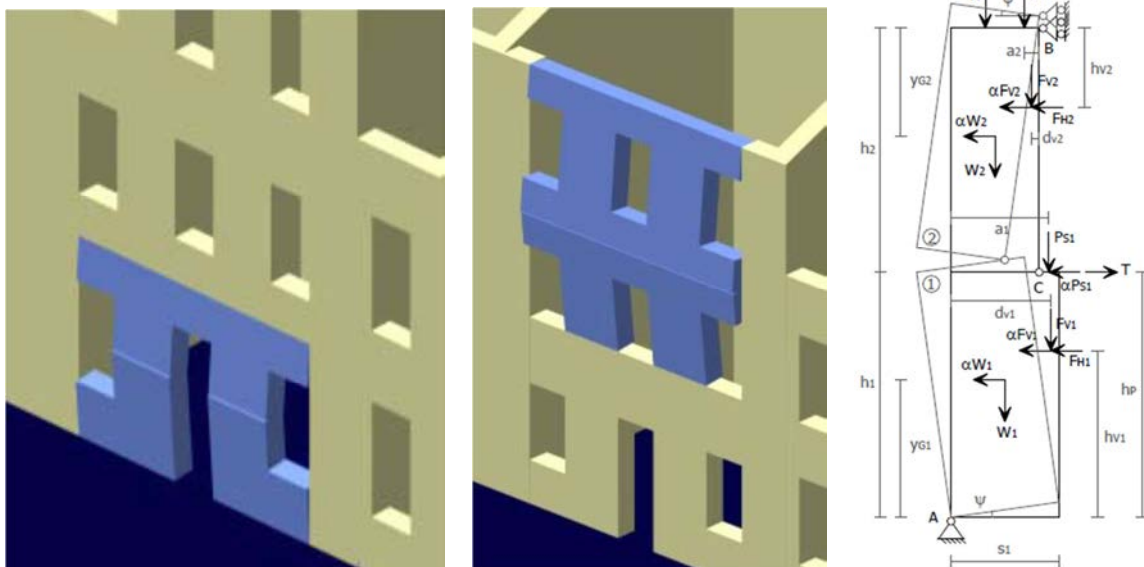


Figura 5.3-3: Meccanismo 3: flessione verticale di parete considerato un singolo piano o due piani distinti e relativa schematizzazione.

Il coefficiente di collasso che attiva il meccanismo si determina mediante l'applicazione del principio dei lavori virtuali. Come prima cosa, si impone una rotazione virtuale "Ψ" al corpo inferiore (che per semplicità è posta uguale 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. Così facendo, è possibile determinare gli spostamenti virtuali, $\delta_{x,i}$ 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, trascurando gli ordini superiori). Gli spostamenti in direzione x si ottengono moltiplicando la componente in y del punto di applicazione della forza, rispetto alla cerniera, per la rotazione relativa; analogamente, gli spostamenti in direzione y si ottengono moltiplicando la componente in x del punto di applicazione della forza, sempre relativo alla cerniera, per la rotazione relativa. A questo punto si applica il principio dei lavori virtuali, il quale prevede che la sommatoria dei prodotti di ciascuna forza per il relativo spostamento virtuale sia uguale a zero. Convenzionalmente, in questo calcolo vengono considerati positivi i termini in cui la forza è concorde al verso di rotazione, e negativi quelli in cui la forza è discorde al verso della rotazione.

Il coefficiente di collasso critico è quindi così determinato:

$$\alpha = \frac{\frac{W_1}{2} \cdot S_1 + F_{V1} \cdot d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) \cdot S_2 + \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{W_2}{2} \cdot S_2 + P_{S2} + N \cdot d + F_{V2} \cdot d_{V2} - F_{H2} \cdot h_{V2} \right) + P_{S1} \cdot a_1 - F_{H1} \cdot h_{V1} + T \cdot h_p}{W_1 \cdot y_{G1} + F_{V1} \cdot h_{V1} + P_{S1} \cdot h_p + (W_2 \cdot y_{G2} + F_{V2} \cdot H_{V2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

5.3.1.4. Meccanismo 4 – Ribaltamento del cantonale

Il meccanismo consiste in una rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolature libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso. Questi meccanismi si presentano frequentemente negli edifici caratterizzati da spinte concentrate in testa ai cantonali, dovute in particolare ai carichi trasmessi dai puntoni dei tetti a padiglione. Il ribaltamento avviene quindi nella direzione di spinta del puntone: il cinematismo è individuato dalla rotazione del macroelemento individuato intorno ad un asse passante per la cerniera e perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di 45° con le pareti convergenti con l'angolata.

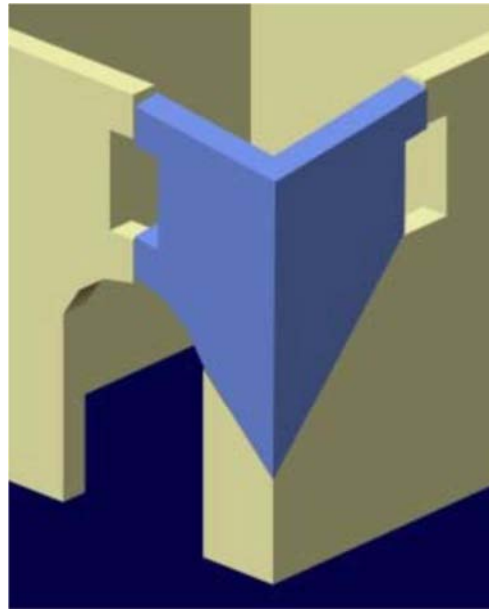


Figura 5.3-4: Meccanismo 4: Ribaltamento del cantonale.

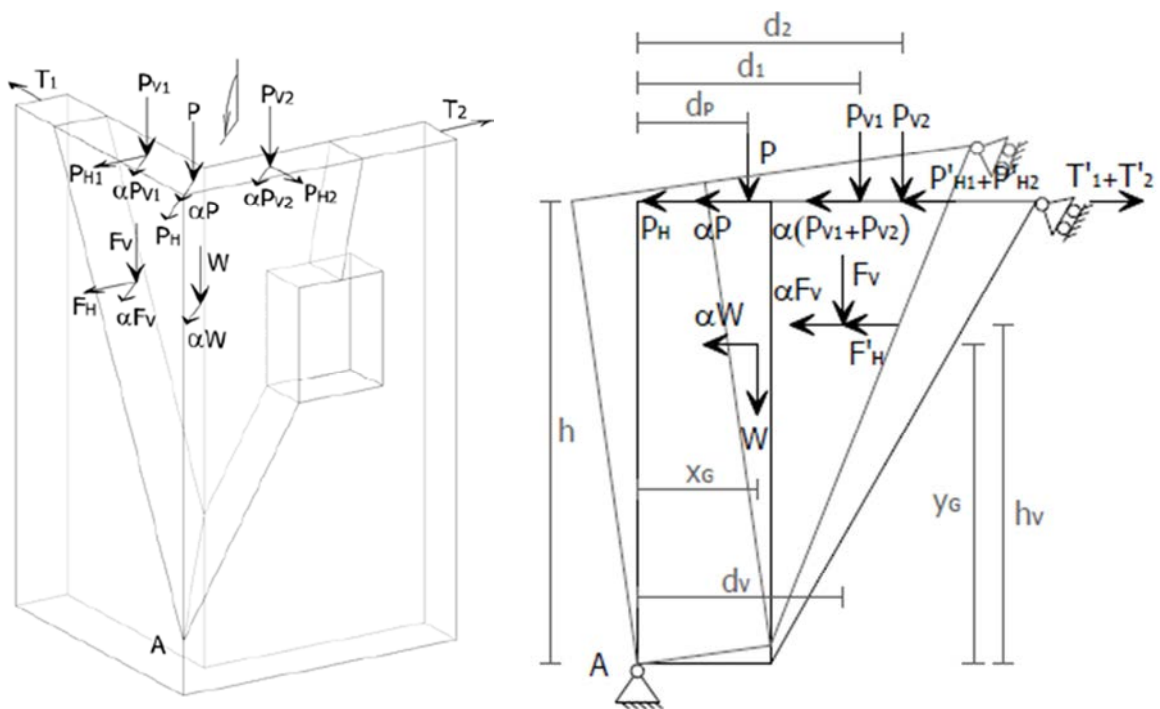


Figura 5.3-5: meccanismo 4:ribaltamento del cantonale, schematizzazione.

Il coefficiente di attivazione del meccanismo si ottiene confrontando, analogamente a quanto visto precedentemente, il momento stabilizzante con quello instabilizzante.

Con riferimento alla schematizzazione riportata in figura....:

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

dove con E si indica:

$$E = W_{xG} + F_V \cdot d_V + P \cdot d_P + P_{V1} \cdot d_1 + P_{V2} \cdot d_2 + (T'_1 + T'_2) \cdot h - F_H \cdot h_V - (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) \cdot h$$

5.3.2. Approccio cinematico

L'approccio cinematico permette di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente capace di sopportare all'evolversi del meccanismo.

L'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerandole come corpi rigidi non resistenti a trazione, rappresenta un'ottima modalità per valutare la sicurezza sismica di un edificio nei confronti dei meccanismi di danno e di collasso descritti precedentemente.

Queste verifiche seguono l'approccio cinematico enunciato nella Circolare⁸⁶, basato sulla scelta del meccanismo di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva il cinematicismo.

Vengono analizzati quindi i meccanismi locali significativi per la costruzione, che vengono ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe (già danneggiate dal terremoto), o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi anche di natura non sismica. Un ruolo importante è affidato alla valutazione della qualità delle connessioni tra le pareti, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'andamento dell'azione orizzontale sopportabile dalla struttura si rappresenta mediante una curva espressa attraverso un moltiplicatore α (rapporto tra forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti) rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di controllo del sistema. La curva si determina fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare delle azioni orizzontali. È altresì utile determinare la curva di capacità di un sistema equivalente a un grado di libertà, nella quale è definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Questo metodo comprende delle ipotesi di base, quali:

- Assenza di scorrimento nulla tra i blocchi;
- Resistenza nulla a trazione della muratura;
- Resistenza infinita a compressione della muratura;

Affinché l'applicazione del metodo sia significativa, occorre tuttavia tenere in considerazione, in forma semplificata, di fenomeni quali:

- Gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito;
- La limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;
- Le connessioni, anche se di resistenza limitata, tra le pareti murarie;

⁸⁶ Circolare, § C8A.4.1, *Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura.*

- La presenza di pareti o paramenti scollegati.

La metodologia si ripete in modo analogo per ciascun possibile meccanismo locale di danno significativo per l'edificio, e si articola mediante:

- La trasformazione di una determinata parte della costruzione di un sistema labile (catena cinematica), l'individuazione dei corpi rigidi, definiti da piani di frattura imputabili alla scarsa resistenza a trazione della muratura e in grado di ruotare tra loro;
- La valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi che comporta l'attivazione dei meccanismi α_0 (SLD);
- La valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- La trasformazione di questa curva in curva di capacità, considerando accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (SLU);
- Le verifiche di sicurezza che vengono eseguite attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste dalla struttura.

5.3.2.1. Analisi cinematica lineare (C8A.4.1)

L'analisi cinematica lineare permette la determinazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 mediante l'applicazione ai blocchi rigidi della catena cinematica delle seguenti forze:

- Pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;
- Carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, o altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- Sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- Eventuali forze esterne (es. forze trasmesse da catene);
- Eventuali forze interne.

L'analisi si sviluppa attraverso un percorso riassumibile in alcune fasi principali.

Per prima cosa si assegna una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k ; successivamente si determinano, in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti nella rispettiva direzione delle diverse forze applicate. A questo punto è necessario applicare il principio dei lavori virtuali in termini di spostamenti, eguagliando il lavoro totale fatto dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale, attraverso la formula:

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

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 direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o è il numero di forze esterne, non associabili a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato)
- P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $d_{x,i}$ 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;
- $d_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $d_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione del j -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello verso l'alto;
- F_h è la generica forza esterna applicata a un blocco, presa in valore assoluto;
- d_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza esterna, nella direzione della stessa, assunta di segno positivo se con verso discorde;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

5.3.2.2. Analisi cinematica non lineare (C8A.4.2)

La capacità di spostamento ultima della struttura d_u , relativa al meccanismo considerato si individua attraverso il moltiplicatore orizzontale dei carichi, α , valutato sulle configurazioni variata della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema.

Come detto precedentemente, è importante che l'analisi sia condotta fino al raggiungimento della configurazione a cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α in corrispondenza dello spostamento ultimo $d_{k,0}$, che corrisponde al raggiungimento del collasso. Tale configurazione può essere ottenuta esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita ultima $\theta_{k,0}$ del punto di controllo applicando il Principio dei Lavori Virtuali, avendo l'accortezza di porre $\alpha=0$.

$$\alpha = \alpha_0 \left(\frac{1 - d_k}{d_{k,0}} \right) \quad (\text{C8A.4.2})$$

Curva di capacità dell'oscillatore equivalente

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

A questo punto è possibile determinare la massa partecipante al cinematismo M^* , considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2} \quad (\text{C8A.4.3})$$

Dove:

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

l'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo.

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* F_C} = \frac{\alpha_0 g}{e^* F_C} \quad (\text{C8A.4.4})$$

dove:

- $e^* = g \cdot M^* / P$ è la frazione di massa partecipante della struttura;
- F_C è il fattore di confidenza valutato precedentemente.

Noto lo spostamento del punto di controllo d_k , è possibile definire, in via approssimata, lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2}{\delta_{X,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}} \quad (\text{C8A.4.5})$$

Dove:

- $n+m$, P_i , $d_{X,i}$ sono definiti come sopra;
- $d_{X,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto k , assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento d_k .

Se la curva assume un andamento lineare, ovvero se le diverse azioni vengono mantenute costanti, la curva di capacità assume l'espressione:

$$a^*_s = a^*_0 \left(\frac{1-d^*}{d^*_0} \right) \quad (C8A.4.6)$$

dove:

- d^*_0 è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento $d_{k,0}$.

Nel caso in cui siano presenti forze esterne di entità variabile, la curva è assunta lineare a tratti.

Si usano dei punti diversi sulla curva di capacità per la valutazione della resistenza e della capacità di spostamento relative allo Stato limite di danno (SLD) e allo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Per lo SLD si considera l'accelerazione spettrale a^*_0 corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno. Per lo SLV si considera lo spostamento spettrale d^*_u , corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti: il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso, e lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile.

Nel caso di edifici esistenti in muratura non è richiesta la verifica allo Stato Limite di Danno, in quanto nell'analisi dei meccanismi locali corrisponde all'insorgere di fessurazioni che interessano solo una parte della struttura.

5.3.2.3. Verifiche di sicurezza

Stato limite di danno

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di danno è soddisfatta se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo è superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica.

Sia in un elemento isolato della costruzione, che in una porzione appoggiata a terra della stessa si verifica che l'accelerazione di attivazione del meccanismo sia maggiore dell'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico definito valutato per $T=0$:

$$a^*_0 \geq a_g(P_{VR}) S \quad (C8A.4.7)$$

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 2008;
- S , coefficiente che tiene conto delle caratteristiche del sottosuolo e delle condizioni topografiche, è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC 2008.

Per una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tenere in considerazione che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematiso è in genere amplificata rispetto a quella del suolo. In aggiunta alla C8A.4.7, si deve verificare anche che:

$$a^*_0 \geq S_e(T1)\Psi(Z)\gamma \quad (C8A.4.8)$$

dove:

- $S_e(T1)$ 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 specifico 63%) e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2 delle NTC, calcolato per il periodo $T1$;
- $T1$ è il primo periodo di vibrazione che coinvolge l'intera struttura nella direzione considerata;
- $\Psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità dell'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\Psi(Z) = Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più approfondite può essere assunto $\gamma=3N/(2N+1)$, con N =numero di piani dell'edificio).

Stato limite di salvaguardia della vita

Questo tipo di verifica può essere condotta secondo due modalità: l'analisi cinematica lineare o quella non lineare.

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

- Nel caso in cui si consideri un elemento isolato o una porzione della costruzione appoggiata a terra, la verifica è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a^*_0 che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a^*_0 \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q} \quad (C8A.4.9)$$

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 delle NTC;
- q è il fattore di struttura, che nel caso di edifici esistenti in muratura, può essere assunto pari a 3,0.
- Nel caso in cui si consideri una porzione di costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematiso è in genere amplificata rispetto a quella al suolo, oltre alla C8A4.9 si deve quindi verificare anche la:

$$a^*_0 \geq \frac{S_e(T1)\Psi(Z)\gamma}{q} \quad (C8A.4.10)$$

dove: $S_e(T_1)$, $\Psi(Z)$ e γ sono definite come al punto precedente, tenendo conto che lo spettro di risposta è riferito alla probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento V_R .

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

la verifica 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 $d^*_s = 0,4 d^*_u$, si individua, sulla curva di capacità, l'accelerazione

a^*_s corrispondente allo spostamento d^*_s e al periodo secante $T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d^*_s}{a^*_s}}$.

La domanda di spostamento $\Delta(T_s)$ è pari a:

- Nel caso in cui si consideri un elemento isolato o una porzione di costruzione appoggiata a terra, si considera soddisfatta se:

$$d^*_u \geq S_{De}(T_s) \quad (C8A.4.11)$$

dove S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento, definito al § 3.2.3.2.2 delle NTC.

- Nel caso in cui si consideri una porzione di 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, si considera soddisfatta se oltre ad essere verificata la C8A.4.11 lo è anche:

$$d^*_u \geq S_{De}(T_1)\Psi(Z)\gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1-\frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02\frac{T_s}{T_1}}} \quad (C8A.4.12)$$

5.3.3. 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 macroelementi⁸⁷.

A partire dalle informazioni ricavate dal quadro fessurativo dell'edificio, unitamente a quelle derivanti dal processo di conoscenza dello stesso, si arriva all'analisi dei meccanismi di danno. Il rilievo del quadro fessurativo ha infatti lo scopo fondamentale, soprattutto a seguito di un terremoto, di individuare quali siano stati i meccanismi più probabili che hanno provocato tali danni e quindi arrivare ad una ipotesi plausibile su quelli che potrebbero causare futuri collassi della struttura.

L'individuazione dei meccanismi strutturali di danneggiamento e di collasso è, per questo motivo, il primo passo per la corretta definizione 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. Per l'identificazione dei meccanismi è necessario che le lesioni siano accuratamente studiate, rilevandone: la posizione e la forma, le differenze di ampiezza, la determinazione del moto reciproco dei bordi, la direzione delle tensioni di trazione che le hanno prodotte e la loro evoluzione storica.

In aggiunta a ciò, si può affermare che il quadro delle lesioni è indicativo della qualità muraria: ad esempio, un pannello caratterizzato da fratture irregolari, ovunque diffuse, è indice di una cattiva connessione nella muratura; analogamente, la presenza di lesioni isolate può essere associata ad una monoliticità della struttura.

Avendo definito chiaramente un quadro complessivo delle vulnerabilità, è opportuno, preliminarmente alla fase di analisi di vulnerabilità sismica, riassumere i dati raccolti nella definizioni dei principali macroelementi che compongono l'edificio.

I meccanismi di danno si dividono principalmente in due categorie:

- Meccanismi di danno di primo modo, fuori piano.
- Meccanismi di danno di secondo modo, nel piano.

I meccanismi di primo modo si innescano nelle pareti murarie investite da azioni sismiche ortogonali al loro piano e che tendono a provocarne il ribaltamento. Essi rappresentano il caso più gravoso per una struttura. Nel caso in cui non ci sia ammorsamento tra il muro di facciata e i muri ortogonali, e in particolar modo quando anche l'ancoraggio dei solai è inefficiente, la resistenza della parete alle azioni ortogonali al proprio piano dipende essenzialmente dalla sua snellezza. Sotto queste ipotesi il muro non è in grado di opporre una resistenza adeguata, e può essere spinto al ribaltamento anche da forze di modesta entità. Il distacco della parete può avvenire secondo due modalità, a seconda del

⁸⁷ N.T.C. 2008, § 8.4.2, *Costruzioni esistenti – Intervento di miglioramento*.

collegamento tra i muri, caratterizzate da un diverso tipo di rottura: a taglio oppure a trazione.

Le rotture a taglio sono generate da uno scorrimento nella sezione di contatto fra la parete che ribalta ed il muro di controvento, mentre nel caso di rotture a trazione il distacco può avvenire con semplice allontanamento del muro di controvento (se le pareti sono solo accostate) o con il trascinarsi del cantonale nel caso di angolari ben ammorinati.

I meccanismi di secondo modo coinvolgono i muri sollecitati da azioni sismiche ad essi complanari e si innescano facilmente a seguito della fessurazione di pareti parallele al sisma, ma sono associati a valori del moltiplicatore di collasso piuttosto elevati. La maggior parte delle lesioni dovute all'azione di taglio che si riscontrano dopo un evento sismico (caratterizzate dalla forma a X) non si dimostrano in realtà decisive per il collasso della muratura. Dall'esperienza in seguito agli eventi sismici di maggiore portata è stato riscontrato che il muro anche se lesionato dall'azione tagliante, se ben costruito, non perde la capacità portante. Fondamentale ai fini di evitare che i meccanismi di secondo modo siano rovinosi è l'attenta valutazione della tessitura muraria: se il muro soddisfa le regole dell'arte, le lesioni nelle pareti possono raggiungere larghezze di diversi centimetri prima raggiungere pericolose perdite di equilibrio.

Nello studio del comportamento sismico di Palazzo Rosso, si è scelto di valutare principalmente meccanismi del primo modo nell'ambito dei cinematici. Questa scelta trova giustificazione nello studio del quadro fessurativo della muratura, che non ha rivelato, complessivamente, pericolose lesioni sulle pareti.

Si è scelto di considerare meccanismi che potrebbero verificarsi in assenza di presidi sismici e meccanismi che tengono in considerazione i presidi sismici che potrebbero essere presenti sull'edificio, la cui reale presenza non è stata ancora verificata, ovvero due cerchiature in cemento armato (una all'altezza del secondo impalcato e una a livello della copertura) e alcuni tiranti i cui capochiave sono visibili dall'esterno.

In ciascun caso verrà specificato se la presenza di tali presidi viene trascurata o meno.

Nell'edificio oggetto di studio sono stati individuati alcuni macroelementi principali che possono riassumere il comportamento della costruzione e per ciascuno di essi sono stati analizzati i più elementi di collasso:

- Meccanismo 1: ribaltamento semplice di parete.
- Meccanismo 2: ribaltamento semplice di parete monolitica-parte alta.
- Meccanismo 3: flessione semplice di parete.
- Meccanismo 4: ribaltamento del cantonale.

Ai fini di rendere più significativa questa analisi, ad ogni meccanismo studiato è stata associata una tabella con indicate le condizioni principali che favoriscono l'attivazione dello specifico meccanismo. Si è cercato di fornire un giudizio sulla presenza o assenza di ogni specifica condizione (mediante SI/NO), specificando se si tratta di un giudizio ipotetico o accertato, e se questa condizione costituisce un aspetto da indagare.

Le condizioni ritenute maggiormente significative, su cui è opportuno concentrare le indagini, sono state evidenziate in rosso.

I macroelementi principali sono rappresentati schematicamente in Figura 5.3-6, in seguito verranno analizzati e verificati singolarmente.

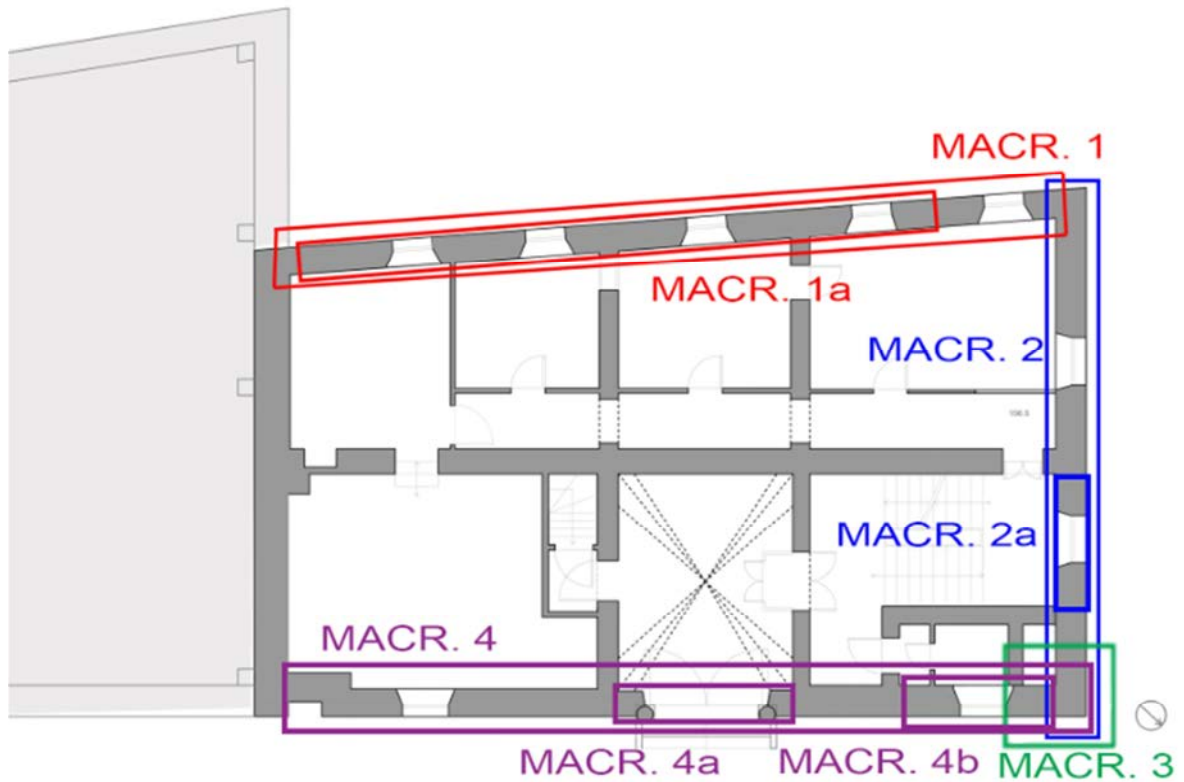


Figura 5.3-6: Individuazione in pianta dei macroelementi.

In prima analisi il calcolo dei cinematici è stato fatto considerando un LC1, utilizzando i parametri meccanici precedentemente illustrati:

Materiale	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
Muratura a conci sbazzati	200	3,5	1230	410	20

Tabella 5.3-1: Caratteristiche meccaniche della muratura, considerando il livello di conoscenza LC1.

Dopo una valutazione complessiva, successiva allo sviluppo delle singole analisi, si è scelto di ripetere le verifiche dei meccanismi più gravosi utilizzando un LC2.

5.3.4. Verifiche dei macroelementi

A1 -Macroelemento 1 – Meccanismo 1- Ribaltamento globale

Il primo meccanismo ipotizzato, di cui si svolge l'analisi e la verifica per esteso, corrisponde al ribaltamento globale di parete a quattro piani (meccanismo 1) relativo alla facciata a sud ovest (macroelemento 1).

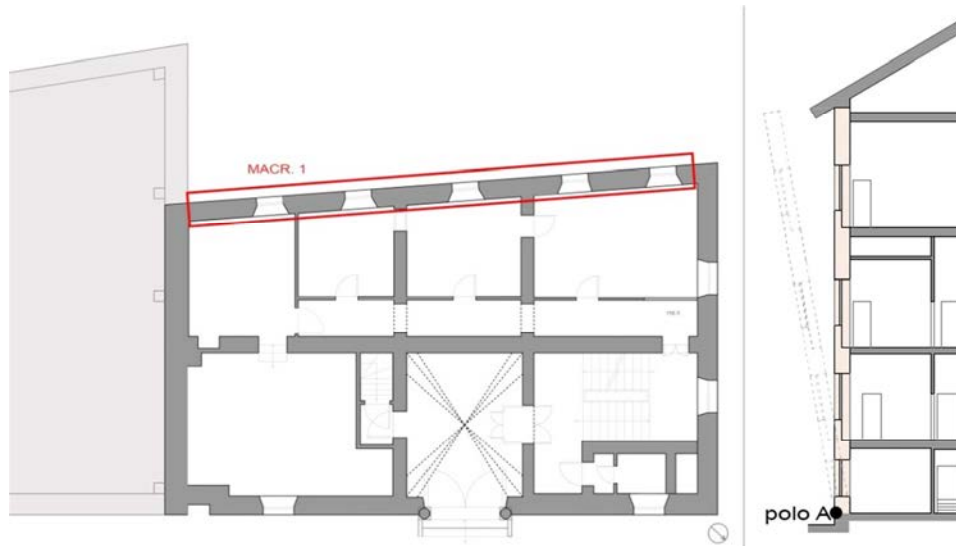


Figura 5.3-7: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo1 nel macroelemento 1 (A1).

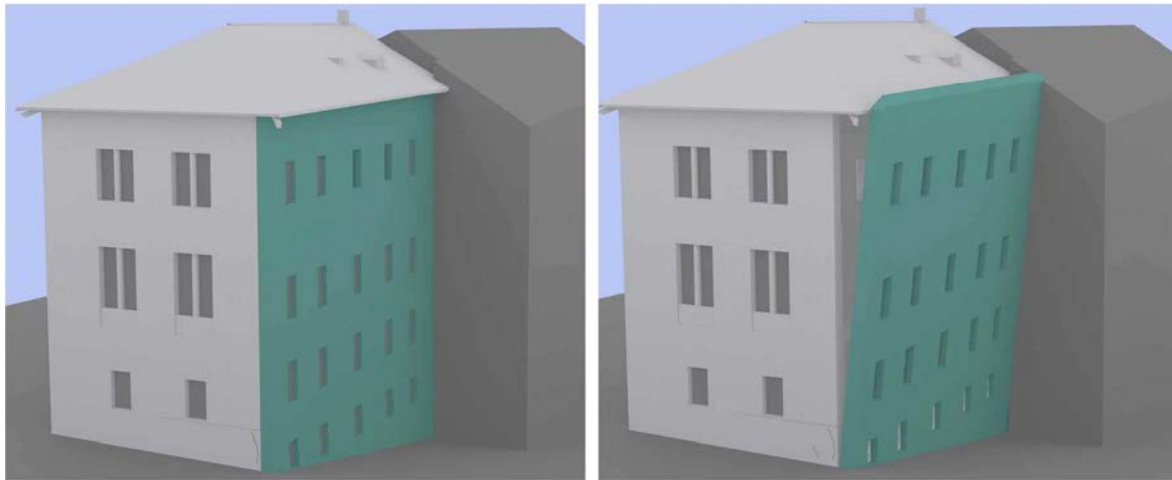


Figura 5.3-8: Individuazione tridimensionale del meccanismo1 nel macroelemento 1 (A1).

L'attivazione di questo meccanismo è condizionata ad alcune condizioni, quali l'assenza di cordoli in sommità, un buon ammortamento della parete e una scarsa connessione della parete sia con i solai che con le murature ad essa ortogonali. Nella Figura 5.3-8 è riportata, in verde, anche la fessura che interessa l'angolo della facciata corta dell'edificio. Dal rilievo geometrico è emerso che non sono presenti elementi spingenti non contrastati sulla parete, e la presenza di eventuali cordoli o catene in sommità potrebbe far escludere l'attivazione di questo meccanismo.

Condizione	Ipotesi	Accertata	Da verificare
Assenza di vincoli in sommità	NO		X
Assenza di cordoli o catene ai piani	NO		X
Assenza di collegamento alle pareti ortogonali	NO		X
Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati	SI		X
Intersezioni murarie di cattiva qualità	SI		X
Presenza di spinte non contrastate sulla parete	NO		
Muratura a sacco o paramenti mal collegati	NO		X

Figura 5.3-9: Condizioni che favoriscono l'attivazione del meccanismo, A1.

Nella tabella seguente sono riportati i dati significativi del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti a volte e solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso.

Analisi	1	Macroelemento	1	Meccanismo	1			
Tipo: ribaltamento semplice di parete (polo A)								
Lunghezza parete		20 m		Arretramento polo A		0,221 m		
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	d_{wi} [m]	Y_{Gi} [m]	P_{Si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Seminterrato	710,36	0,7	2,93	0,35	1,5	136,41	0,46	2,93
Terra	1009,68	0,7	4,10	0,35	5,0	132,62	0,46	7,03
Primo	1365,28	0,7	5,37	0,35	9,8	136,23	0,46	12,4
Secondo	1292,2	0,7	5,1	0,35	15,0	86,1	0,46	16,57
Copertura						151,06	0,46	17,52

Tabella 5.3-2: Caratteristiche del meccanismo, A1, LC1.

Seguendo gli schemi di calcolo descritti precedentemente, si ottengono i valori del coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso α , secondo la formula:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \left(\frac{s_i}{2} - t\right) + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot (d_{Vi} - t) + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot (d_i - t) + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot Y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

$$\alpha = 0,016$$

Considerando un atto di rotazione virtuale della parete attorno alla cerniera A, con rotazione ψ e spostamento virtuale del baricentro della copertura come punto di spostamento di controllo unitario si possono ricavare le espressioni degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$.

$\delta_{x,i}$	W_i	P_{Si}
Piano Seminterrato	0,085	0,167
Piano Terra	0,285	0,401
Piano Primo	0,559	0,707
Piano Secondo	0,857	0,944

Copertura		1
-----------	--	---

Tabella 5.3-3: Spostamenti orizzontali, A1, LC1.

Si può ora calcolare la massa partecipante al cinematismo:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2} = 393,272 \text{ kN}$$

La frazione di massa partecipante è pari a:

$$e^* = g \cdot M^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i = 0,769$$

L'accelerazione sismica spettrale a^* tiene conto del livello di conoscenza raggiunto (FC = 1,35) e risulta:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* F_C} = \frac{\alpha_0 g}{e^* F_C} = 0,149 \text{ m/s}^2$$

Verifica dello Stato Limite di salvaguardia della Vita con analisi lineare

Affinché il cinematismo risulti verificato è necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo soddisfi entrambe le disuguaglianze⁸⁸:

$$a^*_0 \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q} = 1,1015 \text{ m/s}^2$$

$$a^*_0 \geq \frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q} = 0$$

$$\text{con } T_1 = C_1 H^{3/4} = 0,43;$$

$$\Psi(Z) = Z/H = 0,00;$$

$$\gamma = \frac{3N}{(2N+1)} = 1,33$$

$$a^*_0 = 0,149 \text{ m/s}^2$$

La verifica lineare risulta **non soddisfatta**.

Verifica dello Stato Limite di salvaguardia della Vita con analisi non lineare

Si deve procedere con l'analisi non lineare, determinando 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 del momento stabilizzante:

$$M_s = \sum_i P_i R_i \cos(\beta_{P_i} + \vartheta_{k0}) = 0 \rightarrow \vartheta_{k0} = 0,0157 \text{ rad}$$

$$\text{Con } \beta_{P_i} = \arctg\left(\frac{h_{P_i}}{\frac{b_1}{2} - t}\right); \quad R_{P_i} = \sqrt{\left(\frac{h_{P_i}}{2}\right)^2 + \left(\frac{b_1}{2} - t\right)^2};$$

E' quindi possibile determinare ora il corrispondente spostamento d_{k0} :

$$d_{k0} = h_{\text{bar}} \sin \vartheta_{k0} = 0,144 \text{ m}$$

$$\text{Con: } h_{\text{bar}} = \frac{\sum_i F_i y_{Gi}}{\sum_i F_i} = 9,158 \text{ m}$$

Lo spostamento spettrale d_0^* dell'oscillatore equivalente ad 1 g.d.l. è dato da⁸⁹:

⁸⁸ Circolare, § C8A.4.2.1, C8A.4.2.3, *Verifiche di sicurezza*, equazioni C8A.4.9 e C8A.4.10.

⁸⁹ Circolare, C8A.4.2.2, *Analisi cinematica non lineare – Valutazione della curva di capacità (oscillatore equivalente)*, equazione C8A.4.5.

$$d_0^* = d_{k0} \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}} = 0,188 \text{ m}$$

lo spostamento ultimo d_u^* risulta essere:

$$d_u^* = 0,4d_0^* = 0,075 \text{ m}$$

e lo spostamento spettrale valutato in corrispondenza del periodo secante T_s è:

$$d_s^* = 0,4d_u^* = 0,03 \text{ m}$$

L'accelerazione corrispondente è:

$$a_s^* = a_0^* \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*} \right) = 0,125 \text{ m/s}_2$$

Il periodo secante vale:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s}} = 3,078 \text{ s}$$

La verifica di sicurezza sarà soddisfatta se lo spostamento richiesto alla struttura in presenza di evento sismico risulta minore della capacità di spostamento ultimo d_u^* , e quindi:

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \Psi(Z) \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}} \right) = \max(0,2296; 0)$$

$$\text{con } S_{De}(T_{S,1}) = S_e(T_{S,1}) \left(\frac{T_{S,1}}{2\pi}\right)^2;$$

A condizione che il periodo di vibrazione $T_{S,1}$ non ecceda i valori di T_E indicati in tab. 3.2.VIII delle NTC.

$$d_u^* = 0,075 < 0,2296$$

Per questo macroelemento l'analisi non lineare risulta **non soddisfatta**, in relazione al meccanismo considerato: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 33% della richiesta di spostamento richiesto dalla Normativa.

Per evitare la formazione di questo meccanismo si è ipotizzato l'uso di tiranti, di cui si riporta il calcolo.

Calcolo tiranti

L'applicazione dei tiranti a livello degli impalcati consente di contrastare le spinte orizzontali, divenendo quindi un efficace vincolo contro il ribaltamento fuori piano delle murature.

Il procedimento seguito per determinare il numero dei tiranti da mettere in opera dipende dalle caratteristiche della muratura e dai tiranti stessi. Si procede quindi ipotizzando per prima cosa il materiale utilizzato per i tiranti e per i capochiave, le relative dimensioni e le caratteristiche materiche di essi e della muratura.

In questo caso si è scelto un acciaio di tipo AISI 304, con tensione di snervamento $f_y = 240 \text{ MPa}$, il diametro delle barre utilizzate, dove non diversamente specificato, è pari a 18

mm; i capochiave di ancoraggio, di tipo a paletto, hanno dimensioni simili a quelli attualmente presenti nelle facciate dell'edificio, 100 mm x 600 mm, con tensione di snervamento $f_y = 240$ MPa. Per quanto riguarda le caratteristiche della muratura, esse sono state assunte in base alle osservazioni del rilievo critico ed alle indicazioni della normativa⁹⁰.

$$\sigma_r = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_s} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$f_v = \frac{\tau_0}{FC \cdot \gamma_s} = 0,013 \text{ MPa}$$

La portata di un singolo tirante si determina considerando il più piccolo dei seguenti valori di resistenza:

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

In cui:

- T_A si riferisce al meccanismo di rottura relativa allo snervamento dei tiranti:

$$T_A = A_s \cdot f_y$$

- T_B si riferisce al meccanismo di rottura relativa al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio:

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

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

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

Con:

- A_s : Area della sezione trasversale dei tiranti;
- f_y : 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;

Analogamente a quanto visto nella fase iniziale di verifica a ribaltamento, si è calcolato lo sforzo di trazione nei tiranti T , mediante equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera A (vedi fig.). La posizione della cerniera deve tenere in considerazione un arretramento del polo, utilizzato anche precedentemente, pari a:

$$t = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \sigma_r \cdot l} = 0,022$$

Nel caso in cui i meccanismi abbiano coinvolto il ribaltamento di più piani si è imposto che gli sforzi di trazione dei tiranti ai piani inferiori siano linearmente proporzionali rispetto a quelli dei tiranti dei piani superiori secondo una distribuzione triangolare degli sforzi. Tale distribuzione prevede il massimo sforzo in sommità e sforzo nullo alla base, dove si ha la formazione della cerniera cilindrica.

⁹⁰ Circolare, § C8A.2, *Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature.*

Successivamente viene calcolato il nuovo coefficiente di collasso del cinematiso considerando gli sforzi di contenimento dati dall'azione dei tiranti di progetto, e poi l'accelerazione sismica spettrale.

La fase successiva consiste nella verifica che l'accelerazione sismica spettrale calcolata con il nuovo coefficiente di collasso sia tale da soddisfare le disequaglianze imposte dalla normativa per verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare⁹¹).

Barre	$\phi =$	18 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	$a =$	100 mm
	$b =$	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	0,74MPa
	$f_v =$	0,013 MPa
	$t =$	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	61,073 kN
	$T_B =$	38,22 kN
	$T_C =$	44,4 kN

Tabella 5.3-4: Caratteristiche dei tiranti, A1, LC1.

Calcolato lo sforzo T_{singolo} agente sul singolo tirante, si è determinato il numero dei tiranti necessari a contrastare la formazione del meccanismo. La quantificazione del numero dei tiranti viene eseguita impostando il calcolo del coefficiente di collasso e di conseguenza valutando l'accelerazione sismica spettrale. Iterando questo procedimento, all'aumentare del numero dei tiranti, si ottiene il valore dell'accelerazione sismica che soddisfa le disequaglianze imposte dalla Normativa per l'analisi cinematica lineare.

Lo sforzo dei tiranti da considerare per i piani inferiori rispetto al piano posto a quota maggiore deve essere il minore tra lo sforzo del piano considerato e lo sforzo ridotto linearmente rispetto al piano superiore. Naturalmente, nella determinazione del numero dei tiranti posizionabili in ciascun piano occorre verificare l'adeguata disponibilità di punti di ancoraggio.

Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Copertura (T1)	3	38 kN
Secondo (T2)	3	35,94 kN
Primo (T3)	3	26,89 kN

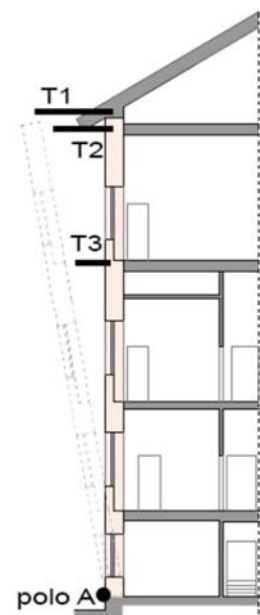
Tabella 5.3-5:: Progettazione dei tiranti, A1, LC1.

Verifica lineare con inserimento dei tiranti:

$$\alpha = 1,13$$

$$a^*_0 = 1,13 \text{ m/s}^2 > \left(\max \frac{a_g(P_{VR})S}{q}; \frac{S_e(T1)\Psi(Z)\gamma}{q} \right) = 1,1015 \text{ m/s}^2$$

L'analisi lineare per il meccanismo con i tiranti risulta pertanto **verificata**.



⁹¹ Circolare, § C8A.4.2.1, C8A.4.2.3, Verifiche di sicurezza, equazioni C8A.4.9 e C8A.4.10.

A2 - Macroelemento 1 – Meccanismo 2- Ribaltamento parte sommitale

Il secondo meccanismo ipotizzato nel macroelemento 1 corrisponde al ribaltamento della parte sommitale (meccanismo 2) della facciata a sud ovest.

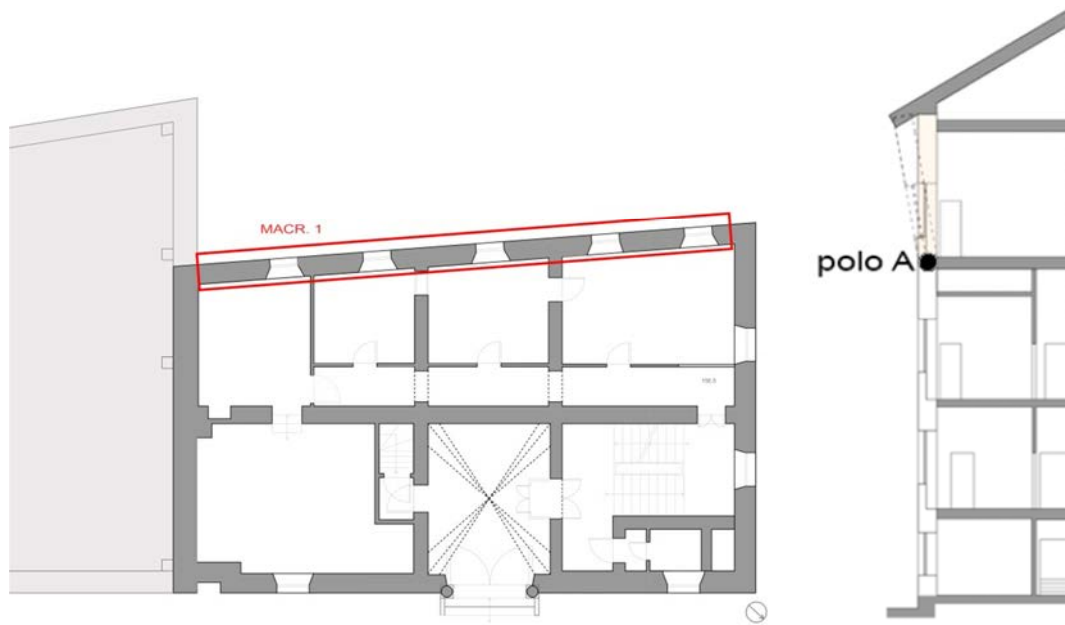


Figura 5.3-10: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo 2 nel macroelemento 1 (A2).

Più precisamente, si ipotizza che la cerniera plastica si formi in corrispondenza della giunzione tra la parte più antica della parete e quella più recente (ricordando la relativa vulnerabilità emersa dalla ricerca storica, con riferimento alla Figura 4.4-6).

Le ipotesi sotto cui è plausibile l'attivazione di questo meccanismo consistono nell'assenza di un cordolo in sommità ed in una buona connessione del pannello murario al solaio del piano secondo, mentre anche in questo caso si considerano inefficienti le connessioni con i muri ortogonali.

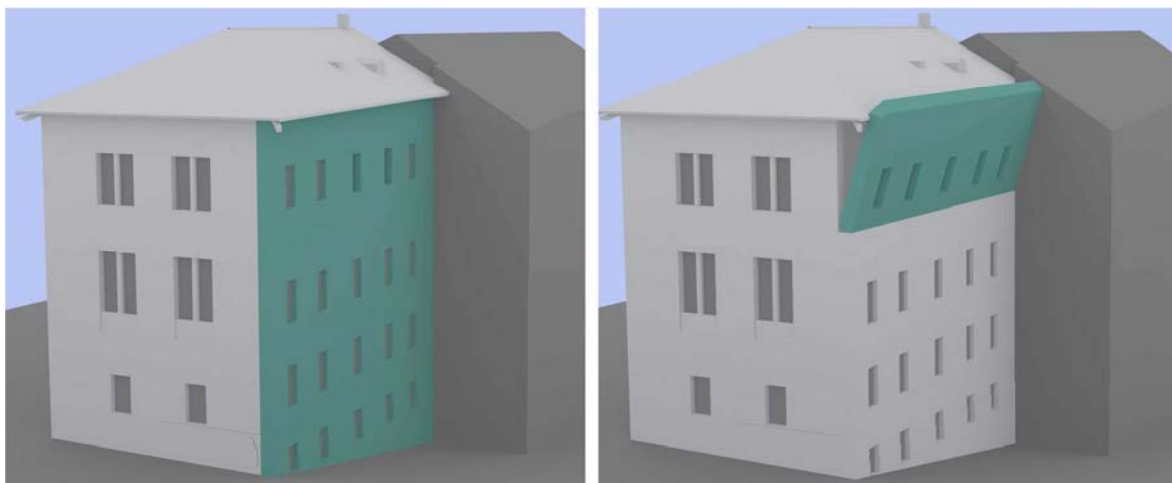


Figura 5.3-11: Individuazione tridimensionale del meccanismo 2 nel macroelemento 1 (A2).

Condizione	Ipotesi	Accertata	Da verificare
Assenza di vincoli in sommità	NO		X
Presenza di cordoli o catene al piano secondo	SI		X
Assenza di collegamento alle pareti ortogonali	NO		X
Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati	SI		X
Intersezioni murarie di cattiva qualità	SI		X
Presenza di spinte non contrastate sulla parete	NO		
Muratura a sacco o paramenti mal collegati	NO		X

Figura 5.3-12: Condizioni che favoriscono l'attivazione del meccanismo, A2.

Le formule utilizzate sono state già illustrate, nelle tabelle seguenti si riportano quindi esclusivamente i valori finali.

Analisi	2	Macroelemento	1	Meccanismo	2				
Tipo: ribaltamento porzione sommitale di parete (polo A)									
Lunghezza parete		20 m	Arretramento polo A		0,072 m				
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	x_{Gi} [m]	y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]	$H_{sol.tot}$
Secondo	1292,2	0,7	5,11	0,35	2,635	86,1	0,46	4,16	
Copertura						208,82	0,46	5,11	17,52
Coefficiente di attivazione del cinematismo				$\alpha_0 = 0,098$					

Tabella 5.3-6: Caratteristiche geometriche e carichi agenti del macroelemento, A2, LC1.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$F_c = 1,35$
Secondo	0,057	0,516	0,814	$M^* = 149,46$ kN
Copertura	0,057		1	$e^* = 0,924$
$a_0^* = 0,771$ m/s ²				

Tabella 5.3-7: determinazione accelerazione spettrale, A2, LC1.

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	17,52	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	12,41	a_g [m/s ²]	2,678	ψ	0,71
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1	0,43	1,874	
$a_0^* >$	1,1015 m/s ²		NON VERIFICATO		
	2,311 m/s ²				

Tabella 5.3-8: Verifica lineare, A2, LC1.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,297	ϑ_{k0}	0,097
d_0^* [m]	0,321	h_{bar} [m]	3,043
d_u^* [m]	0,128	T_s [s]	1,761
d_s^* [m]	0,051	a_s^* [m/s ²]	0,649
$d_u^*>$	0,150 m	NON VERIFICATO	
	0,176 m		

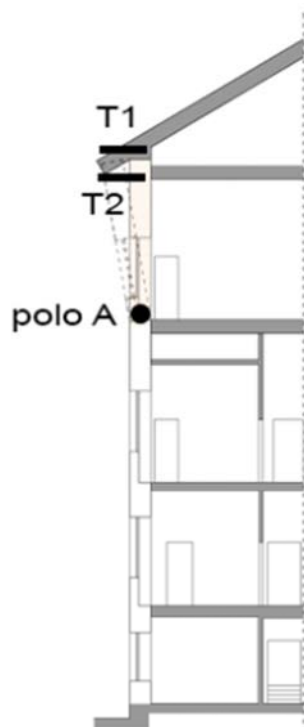
Tabella 5.3-9: Verifica non lineare, A2, LC1.

Per questo macroelemento l'analisi non lineare risulta **non soddisfatta**, in relazione al meccanismo considerato: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 75% della richiesta di spostamento richiesto dalla Normativa.

Per evitare la formazione di questo meccanismo si è ipotizzato l'uso di tiranti, di cui si riporta il calcolo.

Calcolo tiranti

Il procedimento seguito per determinare il numero dei tiranti è analogo a quello visto precedentemente, si riportano dunque solamente i risultati finali nelle tabelle. Anche le caratteristiche del tipo di acciaio e le misure adottate sono riportate sinteticamente, secondo la legenda precedentemente vista, come i risultati dell'analisi lineare.



Barre	$\phi =$	18 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	$a =$	100 mm
	$b =$	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	0,74MPa
	$f_v =$	0,013 MPa
	$t =$	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	61,073 kN
	$T_B =$	38,22 kN
	$T_C =$	44,4 kN

Tabella 5.3-10: Caratteristiche dei tiranti, A2,LC1

Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Copertura (T1)	3	38 kN
Secondo	3	30 kN
$a^*_0 = 2,329 \text{ m/s}^2$		
Verifica lineare		
$a_0^*>$	2,311 m/s ²	VERIFICATO
	0	

Tabella 5.3-11:Progettazione dei tiranti, A2, LC1.

A3 - Macroelemento 1a – Meccanismo 3- flessione verticale

Il meccanismo ipotizzato nel macroelemento 1a corrisponde alla rotazione reciproca di due blocchi della parete della facciata a sud ovest (macroelemento 1) attorno ad uno specifico asse .

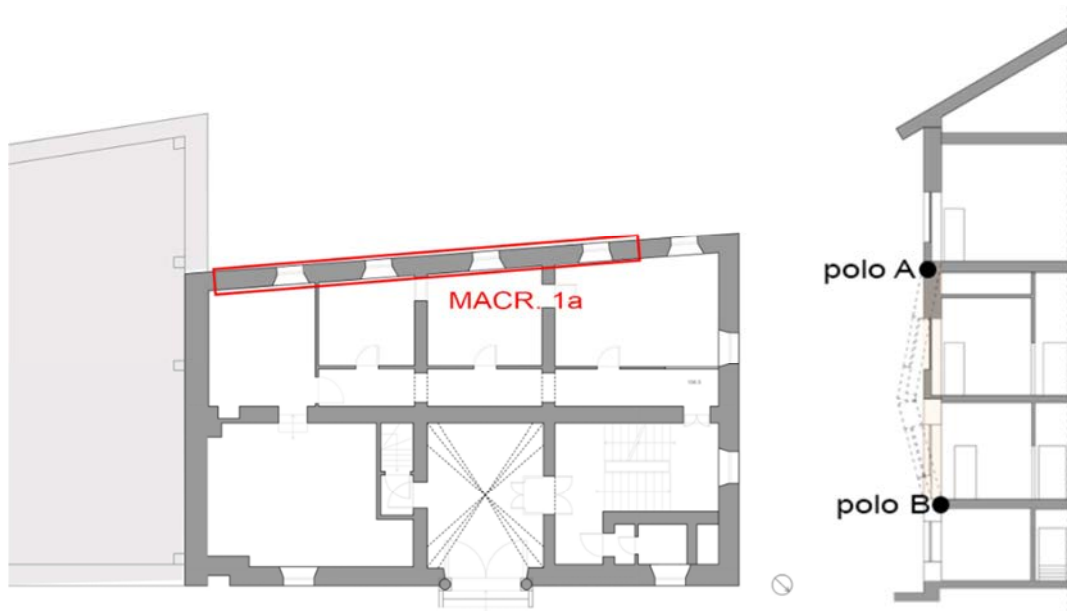


Figura 5.3-13: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo 3 nel macroelemento 1a (A3).

Anche in questo caso nella scelta del meccanismo si fa riferimento alla zona di interfaccia tra la muratura precedente al progetto di edificazione del palazzo e quella messa in opera successivamente. Viene considerata la presenza di cordoli e tiranti a livello dell'impalcato del piano secondo e dl piano terra, inoltre si ipotizza che la parete sia stabile fino al primo orizzontamento, essendo in parte interrata, e che venga spinta fuori piano dal solaio del piano terra. Come in casi analoghi, si suppone che la connessione alle pareti trasversali sia insufficiente.

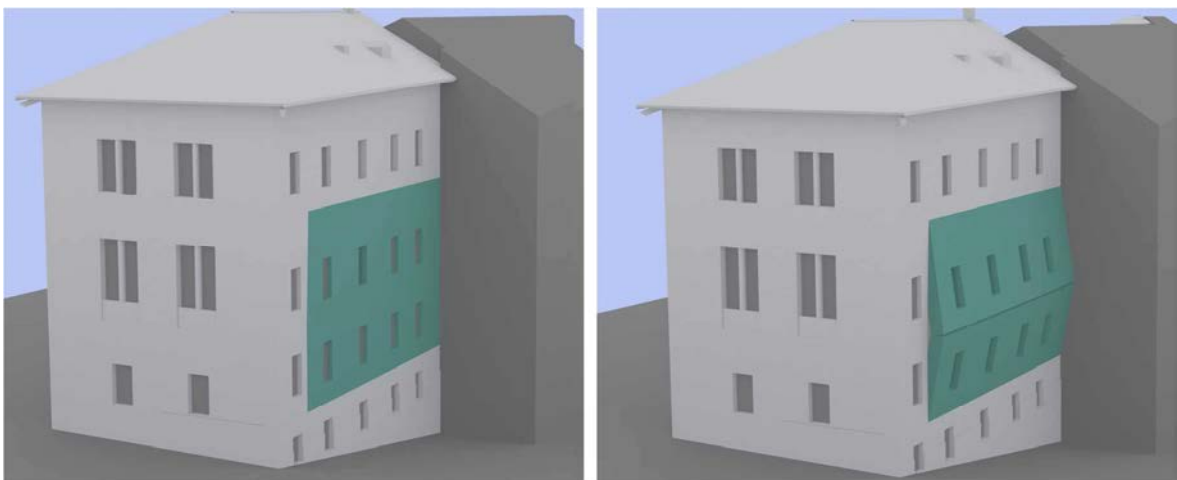


Figura 5.3-14: Individuazione tridimensionale del meccanismo 3 nel macroelemento 1a (A3).

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Condizione	Ipotesi	Accertata	Da verificare
Trattenimento efficace in testa alla parete, presenza di cordoli o catene al piano secondo	SI		X
Carenza di collegamento alle pareti ortogonali	NO		X
Snellezza eccessiva delle pareti		NO	
Orizzontamenti intermedi mal collegati	NO		X
Intersezioni murarie di cattiva qualità	SI		X
Ammorsamento scadente tra murature di epoca diversa	NO		X
Spinte orizzontali localizzate (archi o volte)		NO	
Muratura a sacco o paramenti mal collegati	NO		X

Tabella 5.3-12: Condizioni che favoriscono l'attivazione del meccanismo, A3.

Analisi	3	Macroelemento	1a	Meccanismo	3			
Tipo: rotazione reciproca di due blocchi								
Lunghezza parete		17,17 m						
Arretramento polo B		0,11 m		Altezza cerniera A				
				12,4 m				
Arretramento polo C		0,062		Altezza cerniera B				
				2,9 m				
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	x_{Gi} [m]	y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Terra	874,86	0,7	2,08	0,35	5,14	99,83	0,46	7,02
Primo	1180,06	0,7	6,87	0,35	9,86			

Tabella 5.3-13: Caratteristiche del meccanismo, A, LC1.

Considerando gli spostamenti orizzontali e verticali, tenendo presente che $\delta x_c = \sigma h_1 = \varphi h_2$

	δx	δy
W_1	2,08 σ	0,24 σ
W_2	2 σ	0,808 σ
P_1	4,1 σ	0,898 σ

Tabella 5.3-14: Spostamenti orizzontali, A3, LC1.

Seguendo il Principio dei Lavori Virtuali:

$$W_1 \delta y_{W1} + W_2 \delta y_{W2} + P_1 \delta y_{P1} = \alpha (W_1 \delta x_{W1} + W_2 \delta x_{W2} + P_1 \delta x_{P1})$$

$$\alpha = 0,273$$

$$M^* = 210,89 \text{ kN}$$

$$e^* = 0,96$$

$$a_0^* = 2,06 \text{ m/s}^2$$

Verifica dello Stato Limite di salvaguardia della Vita con analisi lineare

Affinché il cinematismo risulti verificato è necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo soddisfi entrambe le disuguaglianze:

$$a^*_0 \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q} = 1,1015 \text{ m/s}^2$$

$$a^*_0 \geq \frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q} = 1,422 \text{ m/s}^2$$

$$\text{con } T_1 = C_1 H^{3/4} = 0,428;$$

$$\Psi(Z) = Z/H = 0,437;$$

$$\gamma = \frac{3N}{(2N+1)} = 1,33;$$

La verifica lineare risulta **soddisfatta**.

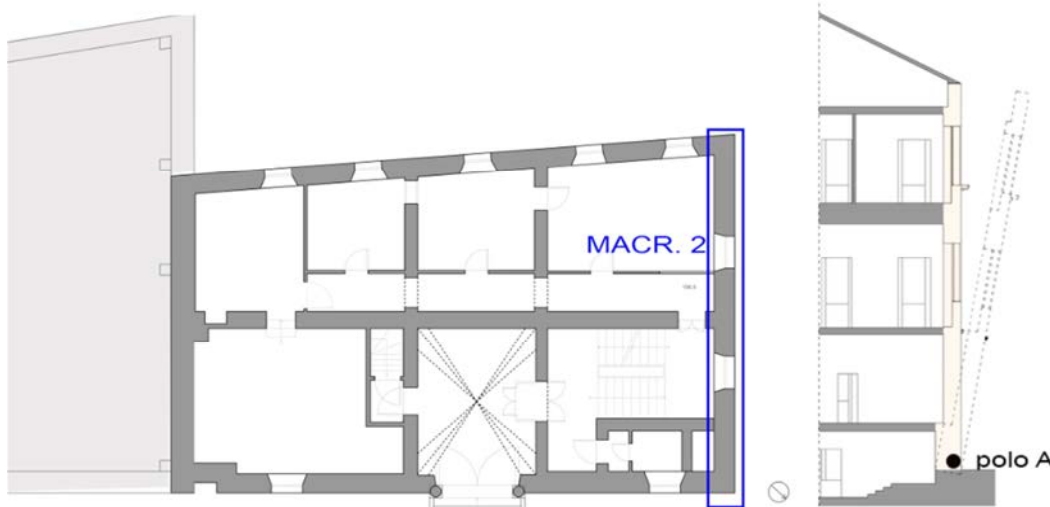
A4 - Macroelemento 2 – Meccanismo 1- ribaltamento globale

Figura 5.3-15: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo 3 nel macroelemento 2 (A4).

Si è considerato il caso in cui l'intera facciata del lato corto dell'edificio possa ribaltare. Questo fenomeno è fortemente condizionato dalla presenza di vincoli in sommità e dalle caratteristiche dei collegamenti tra la muratura esterna e gli orizzontamenti che, se accertata, farebbe escludere la possibilità di attivazione di questo ribaltamento.

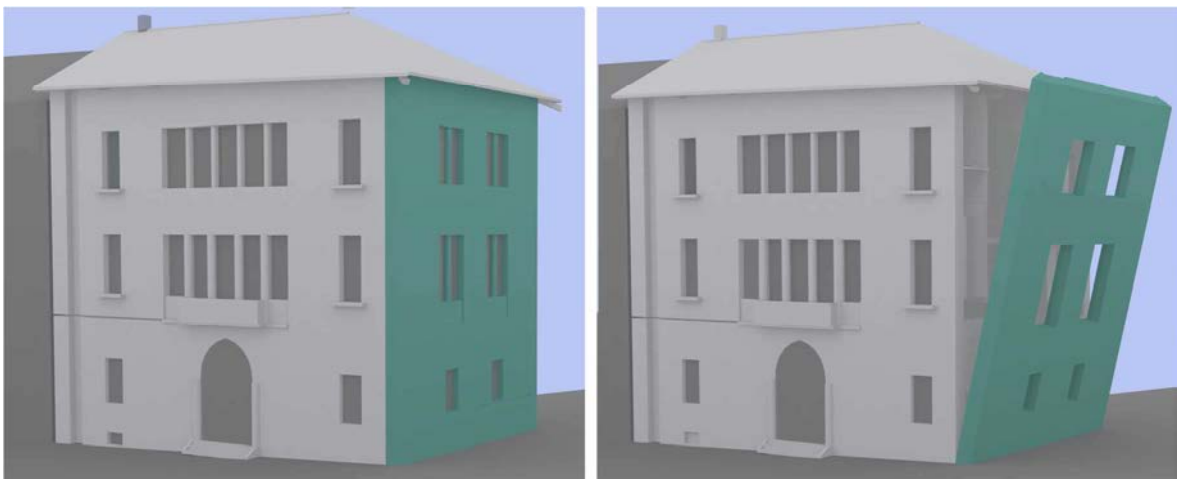


Figura 5.3-16: : Individuazione tridimensionale del meccanismo 1 nel macroelemento 2 (A4).

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Condizione	Ipotesi	Accertata	Da verificare
Assenza di vincoli in sommità	NO	NO	X
Assenza di cordoli o catene ai piani	NO		X
Assenza di collegamento alle pareti ortogonali	NO		X
Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati	SI		X
Intersezioni murarie di cattiva qualità	SI		X
Presenza di spinte non contrastate sulla parete	NO		
Muratura a sacco o paramenti mal collegati	NO		X

Figura 5.3-17: Condizioni che favoriscono l'attivazione del meccanismo, A4.

Nella tabella seguente sono riportati i dati significativi del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti a volte e solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso.

Analisi	4	Macroelemento	2	Meccanismo	1			
Tipo: ribaltamento semplice di parete (polo A)								
Lunghezza parete		13,234 m		Arretramento polo A		0,202 m		
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	d_{wi} [m]	γ_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Seminterrato	567,715	1,06	2,055	0,53	1,147	0	0	0
Terra	795,127	0,76	4,105	0,38	4,283	0	0	0
Primo	840,438	0,76	5,37	0,38	9,15	0	0	0
Secondo	725,102	0,66	5,115	0,33	14,2	0	0	0
Copertura						31,994	0,44	16,51
Coefficiente di attivazione del cinematisimo				$\alpha_0 = 0,0256$				

Tabella 5.3-15: Caratteristiche del meccanismo, A4, LC1.

Le formule utilizzate sono state già illustrate, nelle tabelle seguenti si riportano quindi esclusivamente i valori finali.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$F_c = 1,35$
Seminterrato	0,196	0,069		
Terra	0,196	0,259		
Primo	0,196	0,554		
Secondo	0,196	0,86		$M^* = 215,686$ kN
Copertura	0,196		1	$e^* = 0,715$
$a_0^* = 0,260$ m/s ²				

Tabella 5.3-16: determinazione accelerazione spettrale, A4, LC1.

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,51	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	0	a_g [m/s ²]	2,678	ψ	0
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1	0,43		

$a_0^{*>}$	0	NON VERIFICATO
	$1,1015 \text{ m/s}^2$	

Tabella 5.3-17: Verifica lineare, A4, LC1.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,198	ϑ_{k0}	0,026
d_0^* [m]	0,275	h_{bar} [m]	7,625
d_u^* [m]	0,11	T_s [s]	0,82
d_s^* [m]	0,044	a_s^* [m/s ²]	0,218
$d_u^{*>}$	0	NON VERIFICATO	
	0,23 m		

Tabella 5.3-18: Verifica non lineare, A4, LC1.

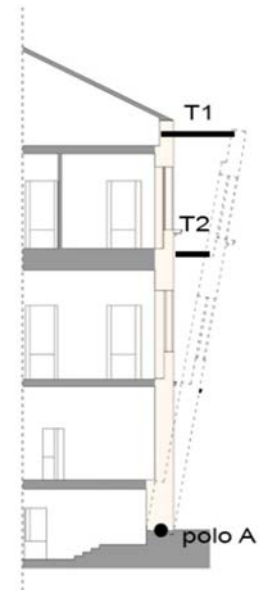
Per questo macroelemento l'analisi non lineare risulta **non soddisfatta**, in relazione al meccanismo considerato: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 48% della richiesta di spostamento richiesto dalla Normativa.

Calcolo tiranti

Il procedimento seguito per determinare il numero dei tiranti è analogo a quello visto precedentemente, si riportano dunque solamente i risultati finali nelle tabelle. Anche le caratteristiche del tipo di acciaio e le misure adottate sono riportate sinteticamente, secondo la legenda precedentemente vista.

Barre	$\phi =$	18 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	$a =$	100 mm
	$b =$	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	0,74 MPa
	$f_v =$	0,013 MPa
	$t =$	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	61,073 kN
	$T_B =$	38,22 kN
	$T_C =$	44,4 kN

Tabella 5.3-19: Caratteristiche dei tiranti, A4, LC1.



Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Copertura (T1)	2	35 kN
Secondo (T2)	2	23 kN
$a_0^* = 1,138 \text{ m/s}^2$		
Verifica lineare		
$a_0^{*>}$	0	VERIFICATO
	$1,1015 \text{ m/s}^2$	

Tabella 5.3-20: Progettazione dei tiranti, A4, LC1.

A5 - Macroelemento 2a – Meccanismo 1-ribaltamento di parete

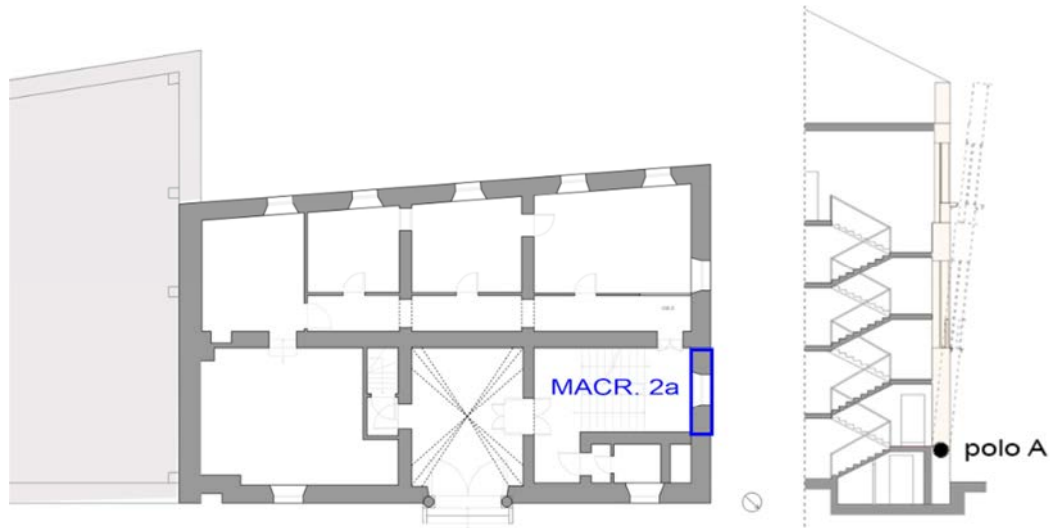


Figura 5.3-18: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo 1 nel macroelemento 2a (A5).

Il primo meccanismo ipotizzato nel macroelemento 2a corrisponde alla rotazione dell'intera porzione delle scale della facciata a nord. Ciò è giustificato dall'assenza di orizzontamenti intermedi in corrispondenza di questa porzione verticale di parete: i pianerottoli delle scale sono spesso in corrispondenza delle aperture, non garantendo quindi la connessione adeguata. Per questo meccanismo si ipotizza che l'ammorsamento della parete sia inadeguata, e si trascurano eventuali presidi sismici.

Come nel caso precedente, si suppone che il meccanismo non interessi la porzione inferiore della parete, posta a quota inferiore del primo pianerottolo, in quanto parzialmente interrata.

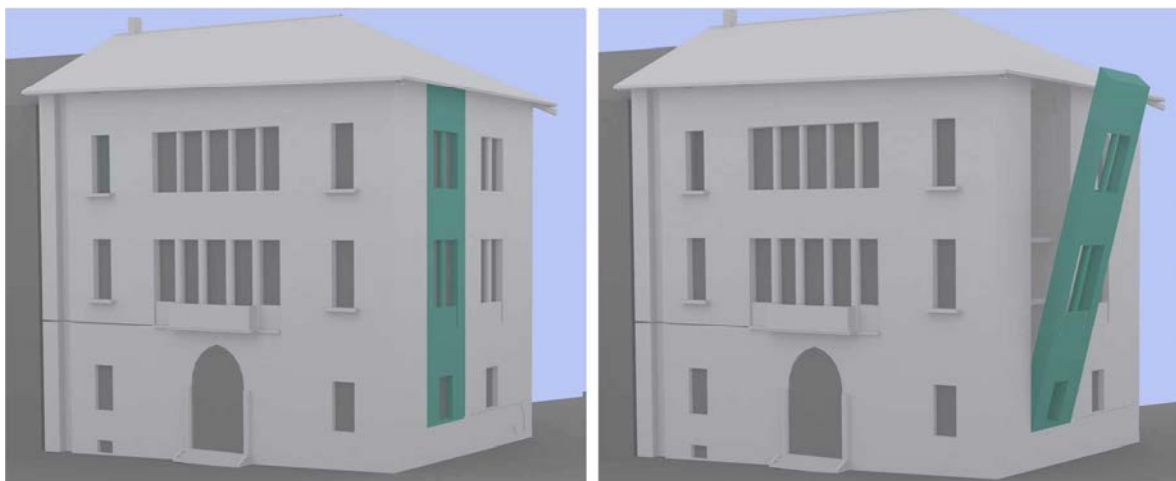


Figura 5.3-19: Individuazione tridimensionale del meccanismo 1 nel macroelemento 2a (A5).

Condizione	Ipotesi	Accertata	Da verificare
Assenza di vincoli in sommità	NO	NO	X
Assenza di cordoli o catene ai piani	NO		X
Assenza di collegamento alle pareti ortogonali	NO		X
Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati	SI		X
Intersezioni murarie di cattiva qualità	SI		X
Presenza di spinte non contrastate sulla parete	NO		
Muratura a sacco o paramenti mal collegati	NO		X

Figura 5.3-20: Condizioni che favoriscono l'attivazione del meccanismo, A5.

Nella tabella seguente sono riportati i dati significativi del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti a volte e solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso.

Le formule utilizzate sono state già illustrate, nelle tabelle seguenti si riportano quindi esclusivamente i valori finali.

Analisi	5	Macroelemento	2a	Meccanismo	1			
Tipo: ribaltamento semplice di parete (polo A)								
Lunghezza parete		3,4 m	Arretramento polo A		0,142 m			
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	x_{Gi} [m]	y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Seminterrato	34,344	1,06	0,53	0,53	0,246			
Terra	181,64	0,76	4,105	0,38	2,77			
Primo	157,35	0,76	5,37	0,38	8,139			
Secondo	145,335	0,66	5,115	0,33	12,85			
Copertura						16	0,44	15
Coefficiente di attivazione del cinematismo					$\alpha_0 = 0,032$			

Tabella 5.3-21: Caratteristiche geometriche e carichi agenti del macroelemento, A5, LC1.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,pi}$	$F_c = 1,35$
Seminterrato	0,066	0,016		
Terra	0,066	0,185		
Primo	0,066	0,543		
Secondo	0,066	0,857		$M^* = 39,34\text{kN}$
Copertura	0,066		1	$e^* = 0,722$
$a_0^* = 0,325 \text{ m/s}^2$				

Tabella 5.3-22: Determinazione accelerazione spettrale, A5, LC1.

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,51	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	1,51	a_g [m/s ²]	2,678	Ψ	0,09
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

η	1	T_1	0,41	7,342
$a_0^{* >}$	1,1015 m/s ²		NON VERIFICATO	
	0,293 m/s ²			

Tabella 5.3-23: Verifica lineare, A5, LC1.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,236	ϑ_{k0}	0,032
d_0^* [m]	0,33	h_{bar} [m]	7,294
d_u^* [m]	0,193	T_s [s]	3,494
d_s^* [m]	0,077	a_s^* [m/s ²]	0,249
$d_u^{* >}$	0,23 m	NON VERIFICATO	
	0,002 m		

Tabella 5.3-24: Verifica non lineare, A5, LC1.

Per questo macroelemento l'analisi non lineare risulta **non soddisfatta**, in relazione al meccanismo considerato: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 84 % della richiesta di spostamento richiesto dalla Normativa.

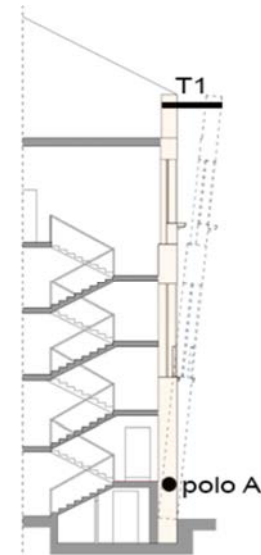
Per evitare la formazione di questo meccanismo si è ipotizzato l'uso di tiranti, di cui si riporta il calcolo.

Calcolo tiranti

Il procedimento seguito per determinare il numero dei tiranti è analogo a quello visto precedentemente, si riportano dunque solamente i risultati finali nelle tabelle. Anche le caratteristiche del tipo di acciaio e le misure adottate sono riportate sinteticamente, secondo la legenda precedentemente vista.

Barre	$\phi =$	18 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	$a =$	100 mm
	$b =$	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	0,74 MPa
	$f_v =$	0,013 MPa
	$t =$	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	61,073 kN
	$T_B =$	38,22 kN
	$T_C =$	44,4 kN

Tabella 5.3-25: Caratteristiche dei tiranti, A5, LC1.



Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Copertura (T1)	1	20 kN
$a_0^* = 1,177 \text{ m/s}^2$		
Verifica lineare		
$a_0^{* >}$	1,1015 m/s ²	VERIFICATO
	0,293 m/s ²	

Tabella 5.3-26: Progettazione dei tiranti, A5, LC1.

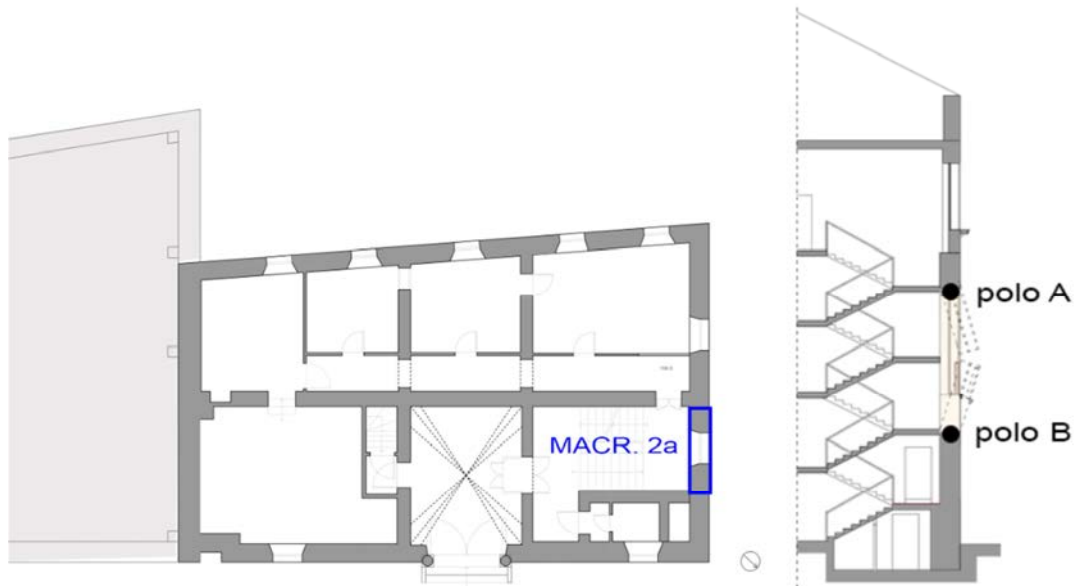
A6 - Macroelemento 2a – Meccanismo 3 - Flessione Verticale

Figura 5.3-21: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo 3 nel macroelemento 2a (A6).

Un altro meccanismo che può interessare l'area di parete che definisce il vano scala è la rotazione reciproca di due segmenti di pareti, attorno a due cerniere. Quest'ipotesi può verificarsi in realtà sia considerando il contributo dato dal cordolo al secondo piano, che trascurando la presenza di presidi sismici, considerando come elemento di vincolo il pianerottolo più in alto. Il polo A potrà dunque trovarsi a quota leggermente superiore o inferiore, senza gravose differenze nel comportamento complessivo. Analogamente a quanto visto precedentemente, affinché si possa verificare questa modalità di rottura, la muratura deve presentare scarsa coesione e una buona connessione con le pareti adiacenti, poste in direzione perpendicolare alla stessa.

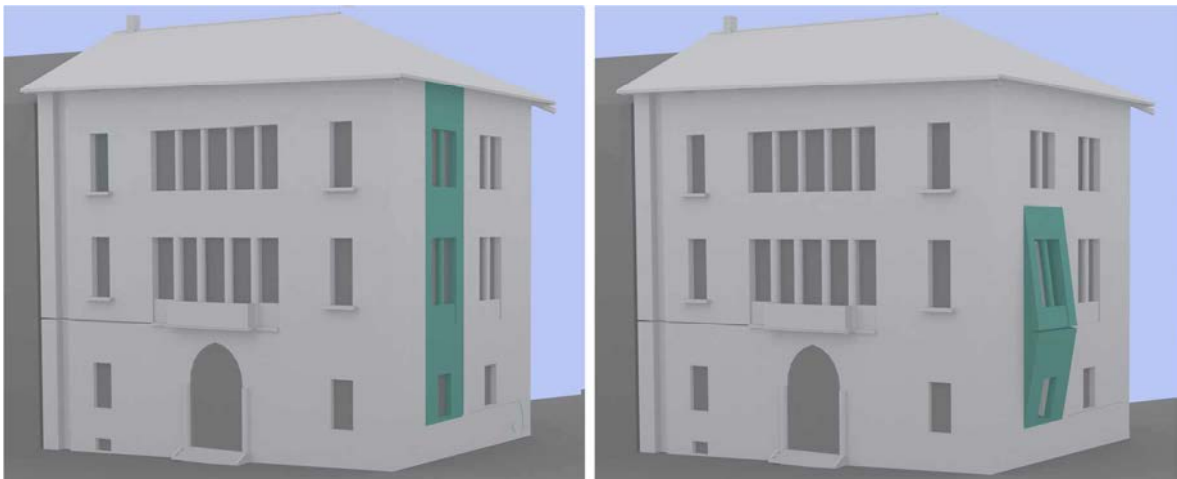


Figura 5.3-22: Individuazione tridimensionale del meccanismo 3 nel macroelemento 2a (A6).

Si è tenuto in considerazione, a favore di sicurezza, anche della componente della spinta orizzontale legata al peso del pianerottolo delle scale.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Condizione	Ipotesi	Accertata	Da verificare
Trattenimento efficace in testa alla parete, presenza di cordoli o catene al piano secondo	SI		X
Eccessivo collegamento alle pareti ortogonali	SI		X
Snellezza eccessiva delle pareti		NO	
Orizzontamenti intermedi mal collegati	SI		X
Intersezioni murarie di cattiva qualità	SI		X
Spinte orizzontali localizzate (archi o volte)		NO	
Muratura a sacco o paramenti mal collegati	NO		X

Tabella 5.3-27: Condizioni che favoriscono l'attivazione del meccanismo, A6.

Si riportano nelle tabelle i risultati dei calcoli.

Analisi	6	Macroelemento	2a	Meccanismo	3			
Tipo: rotazione reciproca di due blocchi								
Lunghezza parete	3,4 m							
Arretramento polo B	0,059 m		Altezza cerniera A		11,53 m			
Arretramento polo C	0,038 m		Altezza cerniera B		4,52 m			
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	x_{Gi} [m]	y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Terra	77,56	0,7	1,63	0,35	0,815	26,7	0,46	3
Primo	145	0,7	5,37	0,35	5,13			
Coefficiente di attivazione del cinematisimo					$\alpha_0 = 0,726$			

Tabella 5.3-28: Caratteristiche del meccanismo, A6, LC1.

Considerando gli spostamenti orizzontali e verticali, tenendo presente che $\delta x_c = \sigma h_1 = \phi h_2$

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$\delta_{y,Wi}$	$F_c = 1,35$
Terra	$0,815 \sigma$	$1,213 \sigma$	$0,29 \sigma$	$M^* = 23,445 \text{ kN}$
Primo	$0,566 \sigma$		$0,0,735 \sigma$	$e^* = 0,923$
$a_0^* = 5,72 \text{ m/s}^2$				

Tabella 5.3-29: Determinazione accelerazione spettrale, A6, LC1.

Seguendo il Principio dei Lavori Virtuali:

$$W_1 \delta y_{W1} + W_2 \delta y_{W2} + P_1 \delta y_{P1} = \alpha (W_1 \delta x_{W1} + W_2 \delta x_{W2} + P_1 \delta x_{P1})$$

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	15	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	4,52	a_g [m/s ²]	2,678	ψ	0,535
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1 [s]	0,38	7,342	
$a_0^* >$	1,1015 m/s ²		VERIFICATO		
	1,74 m/s ²				

Tabella 5.3-30: Verifica non lineare, A6, LC1.

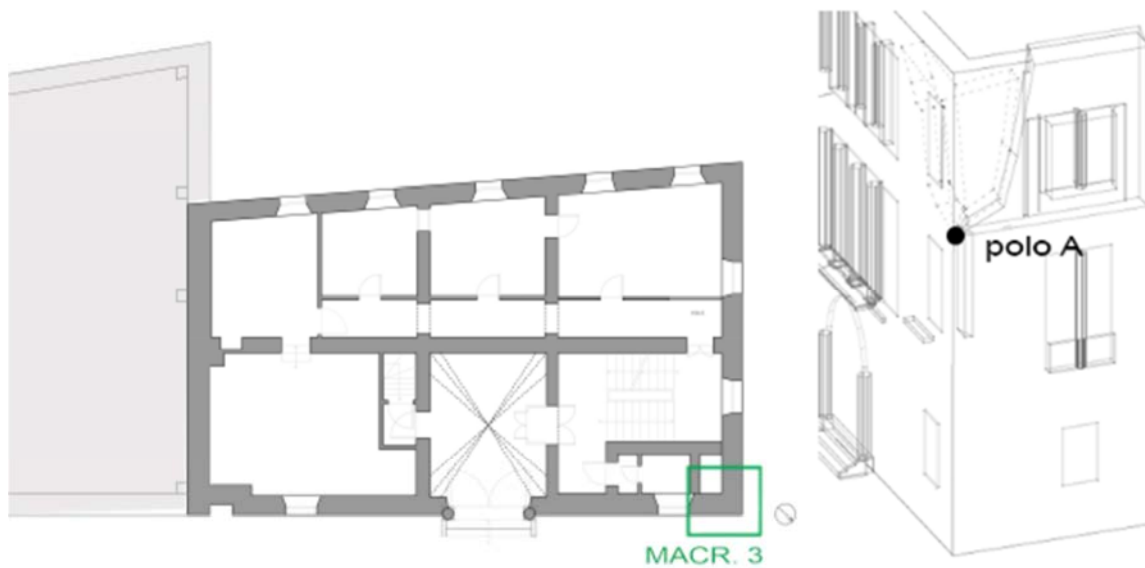
A7 - Macroelemento 3 – Meccanismo 4, ribaltamento del cantonale

Figura 5.3-23: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo 4 nel macroelemento 3 (A7).

Questo meccanismo interessa lo spigolo tra le due facciate principali, nella parte superiore. L'elemento che più favorisce l'attuazione di questo meccanismo è la spinta generata dal puntone d'angolo del tetto a padiglione. L'effettivo realizzarsi di questo fenomeno è notevolmente favorito da una cattiva coesione all'interno dei pannelli murari, e dalla vicinanza delle aperture agli spigoli delle pareti. Un particolare stato fessurativo, evidenziato nella Figura 4.2-16, potrebbe rendere plausibile l'attivazione di questo meccanismo.

La presenza di un cordolo in sommità, in questo caso trascurata, è molto utile per prevenire questo fenomeno.

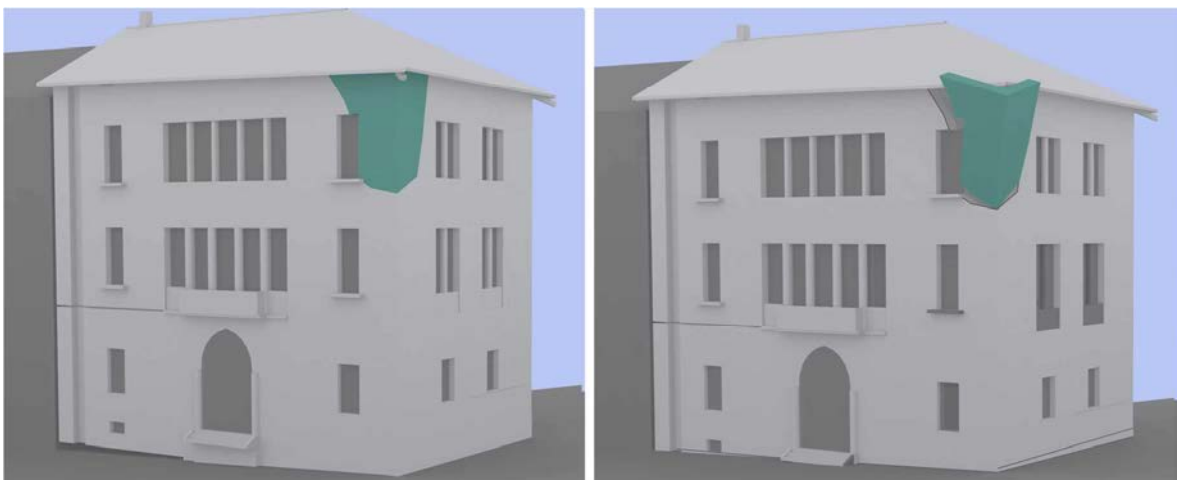


Figura 5.3-24: Individuazione tridimensionale del meccanismo 4 nel macroelemento 3 (A7).

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Condizione	Ipotesi	Accertata	Da verificare
Assenza di vincoli in sommità	NO		X
Efficace connessione alle murature ortogonali	SI		X
Assenza di cordoli o catene ai piani	NO		X
Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati	SI		X
Presenza di spinte concentrate in testa ai cantonali	SI		X
Bucature localizzate in prossimità delle intersezioni murarie	SI		
Murature con ridotte proprietà meccaniche	SI		X

Tabella 5.3-31: Condizioni che favoriscono l'attivazione del meccanismo, A7.

Si riportano nelle tabelle successive i risultati dei calcoli.*

Analisi	7	Macroelemento	3	Meccanismo	4				
Tipo: ribaltamento del cantonale									
Piano	W_i [kN]	h_i [m]	x_{Gi} [m]	y_{Gi} [m]	P [kN]	d_{pi} [m]	P_V [kN]	P_H [kN]	
Secondo	302,6	1,63	1,21	3,37					
Copertura					36,9	0,307	31,96	18,45	
Coefficiente di attivazione del cinematisimo					$\alpha_0 = 0,229$				

Tabella 5.3-32: Caratteristiche del meccanismo, A7, LC1.

Ricordando:

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

dove con E si indica:

$$E = W_{xG} + F_V \cdot d_V + P \cdot d_P + P_{V1} \cdot d_1 + P_{V2} \cdot d_2 + (T'_1 + T'_2) h - F_H \cdot h_V - (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) \cdot h$$

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,pi}$	$F_c = 1,35$
Secondo	0,187	0,63		$M^* = 33,22$ kN
Copertura	0,187		1	$e^* = 1,708$
$a_0^* = 1,708$ m/s ²				

Tabella 5.3-33: Determinazione accelerazione spettrale, A7, LC1.

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,51	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	10,98	a_g [m/s ²]	2,678	ψ	0,665
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1	0,41	7,342	
$a_0^* >$	1,1015 m/s ²		NON VERIFICATO		
	2,164 m/s ²				

Tabella 5.3-34: Verifica lineare, A7, LC1.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	1,074	ϑ_{k0}	0,305
d_0^* [m]	1,097	h_{bar} [m]	3,576
d_u^* [m]	0,439	T_s [s]	2,194
d_s^* [m]	0,175	a_s^* [m/s ²]	1,435
$d_u^*>$	0,187 m	VERIFICATO	
	0,179 m		

Tabella 5.3-35: Verifica non lineare, A7, LC1.

Per questo macroelemento l'analisi non lineare risulta **soddisfatta**.

A8 - Macroelemento 4 – Meccanismo 1- ribaltamento globale

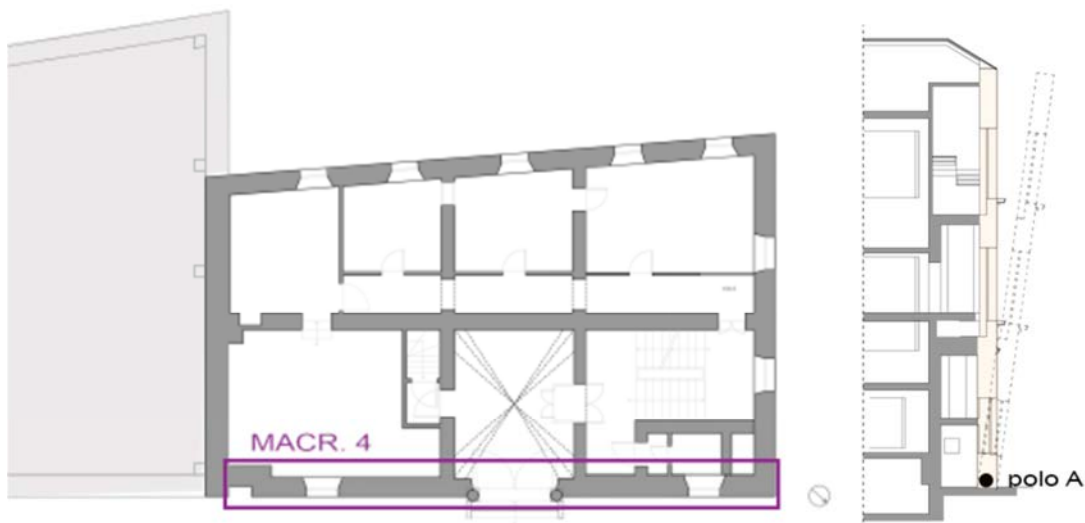


Figura 5.3-25: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo 1 nel macroelemento 4 (A8).

Analogamente a quanto fatto precedentemente, viene considerata l'ipotesi che anche la facciata principale possa subire un ribaltamento completo. Gli elementi che sono in grado di contrastare maggiormente lo sviluppo di questo fenomeno sono cordoli e catene.

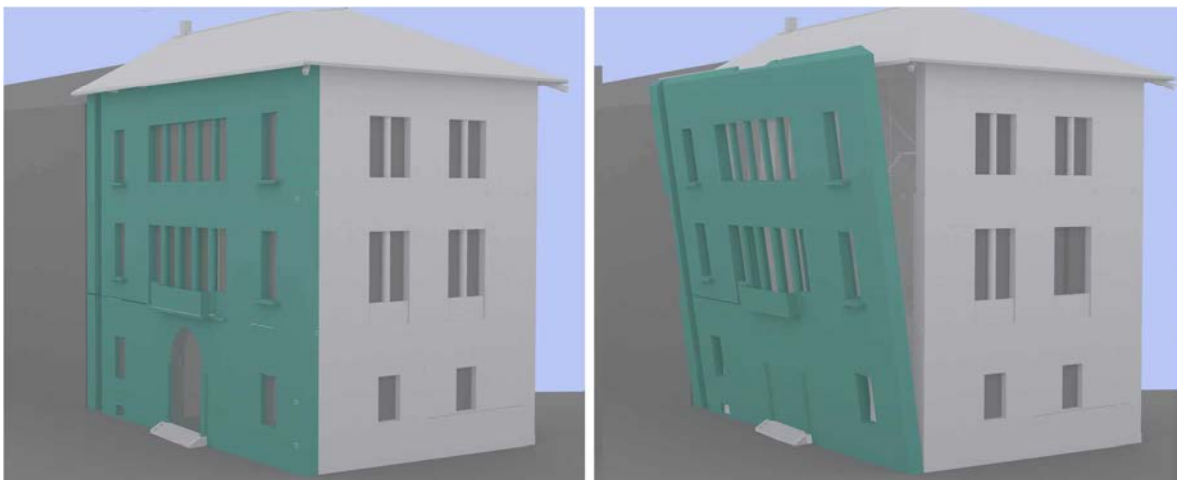


Figura 5.3-26: Individuazione tridimensionale del meccanismo 1 nel macroelemento 4 (A8).

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Condizione	Ipotesi	Accertata	Da verificare
Assenza di vincoli in sommità	NO		X
Assenza di cordoli o catene ai piani	NO		X
Assenza di collegamento alle pareti ortogonali	NO		X
Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati	SI		X
Intersezioni murarie di cattiva qualità	SI		X
Presenza di spinte non contrastate sulla parete	NO		X
Muratura a sacco o paramenti mal collegati	NO		X

Figura 5.3-27: Condizioni che favoriscono l'attivazione del meccanismo, A8.

Nella tabella seguente sono riportati i dati significativi del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti a volte e solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso.

Le formule utilizzate sono state già illustrate, nelle tabelle seguenti si riportano quindi esclusivamente i valori finali.

Analisi	8	Macroelemento	4	Meccanismo	1			
Tipo: ribaltamento semplice di parete (polo A)								
Lunghezza parete		19,02 m		Arretramento polo A		0,189 m		
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	d_{wi} [m]	y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Seminterrato	490,68	0,94	1,57	0,47	0,77	134,545	0,63	1,57
Pianerottolo						53,75	0,63	3,27
Terra	1013,74	0,7	4,59	0,35	3,98	77,08	0,46	6,15
Pianerottolo						53,75	0,46	6,15
Primo	889,42	0,7	5,37	0,35	8,19	77,33	0,46	11,15
Pianerottolo						26,32	0,46	7,5
Secondo	941,08	0,7	5,12	0,35	14,24	86,94	0,46	15,7
Pianerottolo						33,17	0,46	8,85
Copertura						160,16	0,46	16,65
Pianerottolo						53,75	0,46	11,53
Terrazzino	38,57			0,35	6,34			
Coefficiente di attivazione del cinematisimo					$\alpha_0 = 0,024 \text{ m/s}^2$			

Tabella 5.3-36: Caratteristiche del meccanismo, A8, LC1.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*					
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$\delta_{x,Pi(scale)}$	$F_c = 1,35$
Seminterrato	0,06	0,046	0,094	0,196	
Terra	0,06	0,239	0,369	0,369	
Primo	0,06	0,551	0,669	0,45	
Secondo	0,06	0,854	0,942	0,531	$M^* = 334,656 \text{ kN}$
Copertura	0,06		1	0,692	$e^* = 0,795$
Terrazzino		0,38			
$a_0^* = 0,22 \text{ m/s}^2$					

Tabella 5.3-37: Determinazione accelerazione spettrale, A8, LC1.

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,65	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	0	$a_g[m/s^2]$	2,678	Ψ	0
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	T_C^*0	0,459	Se(T_1)	
η	1	T_1	0,41	7,342	
$a_0^{*>}$	0		NON VERIFICATO		
	1,1015 m/s ²				

Tabella 5.3-38: Verifica lineare, A8, LC1.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,204	ϑ_{k0}	0,025
d_0^* [m]	0,284	h_{bar} [m]	8,093
d_u^* [m]	0,114	T_s [s]	3,09
d_s^* [m]	0,045	$a_s^*[m/s^2]$	0,186
$d_u^{*>}$	0		NON VERIFICATO
	0,23 m		

Tabella 5.3-39: Verifica non lineare, A8, LC1.

Per questo macroelemento l'analisi non lineare risulta **non soddisfatta**, in relazione al meccanismo considerato: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 50% della richiesta di spostamento richiesto dalla Normativa.

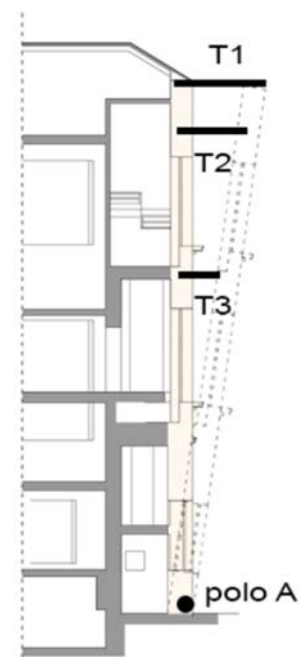
Per evitare la formazione di questo meccanismo si è ipotizzato l'uso di tiranti, di cui si riporta il calcolo.

Calcolo tiranti

Il procedimento seguito per determinare il numero dei tiranti è analogo a quello visto precedentemente, si riportano dunque solamente i risultati finali nelle tabelle. Anche le caratteristiche del tipo di acciaio e le misure adottate sono riportate sinteticamente, secondo la legenda precedentemente vista.

Barre	$\phi =$	18 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	a =	100 mm
	b =	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	0,74MPa
	$f_v =$	0,013 MPa
	t =	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	61,073 kN
	$T_B =$	38,22 kN
	$T_C =$	44,4 kN

Tabella 5.3-40: Caratteristiche dei tiranti, A8, LC1.



Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Copertura (T1)	3	38 kN
Secondo (T2)	3	35 kN
Primo (T3)	2	26 kN
$a_0^* = 1,218 \text{ m/s}^2$		
Verifica lineare		
$a_0^* >$	1,1015 m/s^2	VERIFICATO
	0	

Tabella 5.3-41: Progettazione dei tiranti, A8, LC1.

A9 - Macroelemento 4 – Meccanismo 2- ribaltamento superiore della parete

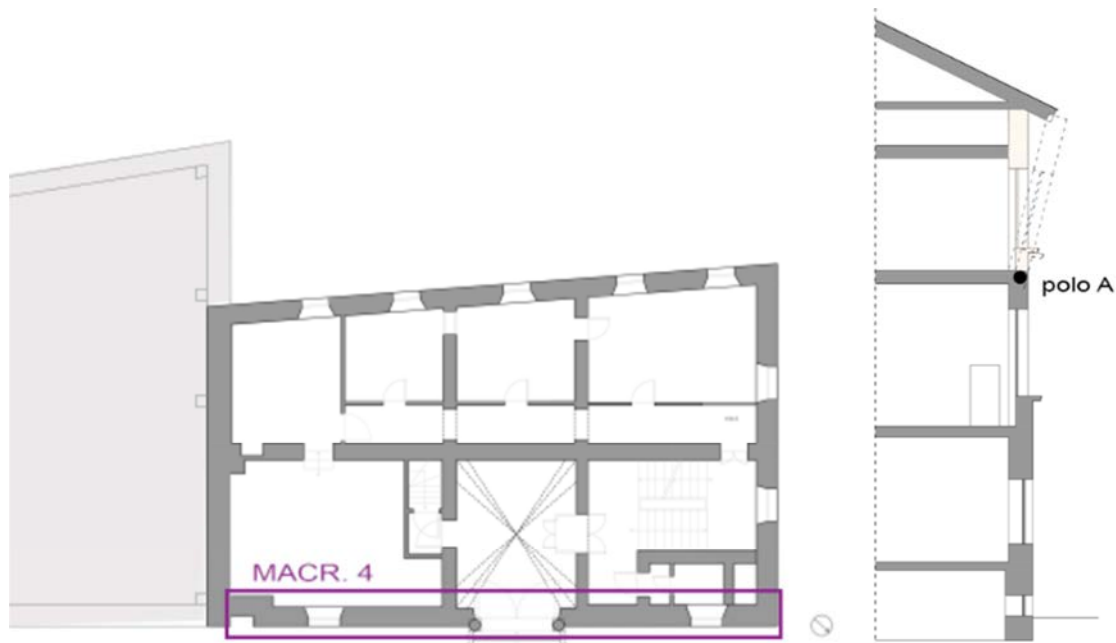


Figura 5.3-28: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo 2 nel macroelemento 4 (A9).

Si tratta di un meccanismo di ribaltamento, attorno ad una cerniera, della parete del prospetto principale in corrispondenza dell'ultimo piano.

Le condizioni affinché esso si verifichi sono già state elencate (essenzialmente, cattiva coesione e inadeguata connessione in sommità e alle pareti ortogonali).

Naturalmente l'attivazione del meccanismo è subordinata all'assenza di un cordolo in sommità.



Figura 5.3-29: Individuazione tridimensionale del meccanismo 2 nel macroelemento 4 (A9).

Condizione	Ipotesi	Accertata	Da verificare
Assenza di vincoli in sommità	NO		X
Presenza di cordoli o catene al piano secondo	SI		X
Assenza di collegamento alle pareti ortogonali	NO		X
Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati	SI		X
Intersezioni murarie di cattiva qualità	SI		X
Presenza di spinte non contrastate sulla parete	NO		X
Muratura a sacco o paramenti mal collegati	NO		X

Figura 5.3-30: Condizioni che favoriscono l'attivazione del meccanismo, A9.

Nella tabella seguente sono riportati i dati significativi del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti a volte e solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso.

Le formule utilizzate sono state già illustrate, nelle tabelle seguenti si riportano quindi esclusivamente i valori finali.

Analisi	9	Macroelemento			4	Meccanismo		2		
Tipo: ribaltamento porzione sommitale di parete (polo A)										
Arretramento polo		0,056 m			Lunghezza parete			19,02 m		
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	x_{Gi} [m]	y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]	$H_{sol.tot}$	
Secondo	941,08	0,7	5,12	0,35	2,71	86,94	0,46	4,16		
Copertura						160,16	0,46	5,12	16,65	
Coefficiente di attivazione del cinematismo						$\alpha_0 = 0,1$				

Figura 5.3-31: Caratteristiche geometriche e carichi agenti del macroelemento, A9, LC1.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$F_c = 1,35$
Secondo	0,195	0,529	0,812	$M^* = 112,537$ kN
Copertura	0,195		1	$e^* = 0,929$

$$a_0^* = 0,789 \text{ m/s}^2$$

Tabella 5.3-42: Determinazione accelerazione spettrale, A9, LC1.

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,65	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	11,54	a_g [m/s ²]	2,678	Ψ	0,693
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	Se(T_1)	
η	1	T_1	0,41	7,342	
$a_0^*>$	1,1015 m/s ²		NON VERIFICATO		
	2,26 m/s ²				

Tabella 5.3-43: Verifica lineare, A9, LC1.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	1,468	ϑ_{k0}	0,486
d_0^* [m]	1,583	h_{bar} [m]	3,14
d_u^* [m]	0,633	T_s [s]	1,798
d_s^* [m]	0,253	a_s^* [m/s ²]	0,663
$d_u^*>$	0,228m		VERIFICATO
	0,292 m		

Tabella 5.3-44: Verifica non lineare, A9, LC1.

A10 - Macroelemento 4a – Meccanismo 3 - flessione verticale

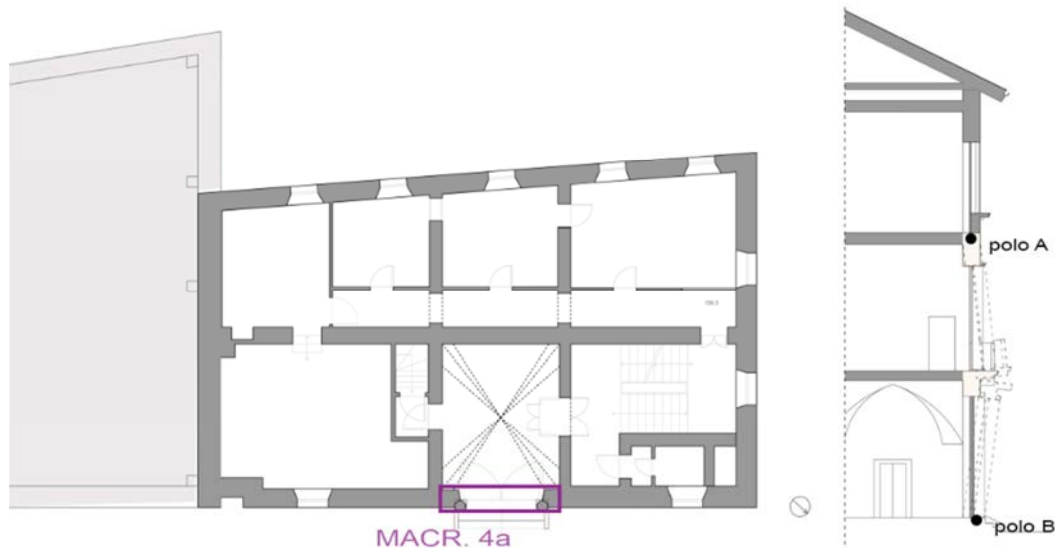


Figura 5.3-32: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo 3 nel macroelemento 4a (A10).

Questo meccanismo di rotazione reciproca di due porzioni di muratura attorno a due cerniere può verificarsi sia per effetto della spinta del solaio del piano primo che per la spinta data dalla volta dell'ingresso. A seconda dei casi le porzioni di muro sono divise in modo leggermente diverso, ma le condizioni che possono favorire l'inesco di entrambi i meccanismi sono analoghe: cattiva connessione del pannello, buona connessione ai muri perpendicolari; la definizione della cerniera A è influenzata molto dalla presenza del cordolo.

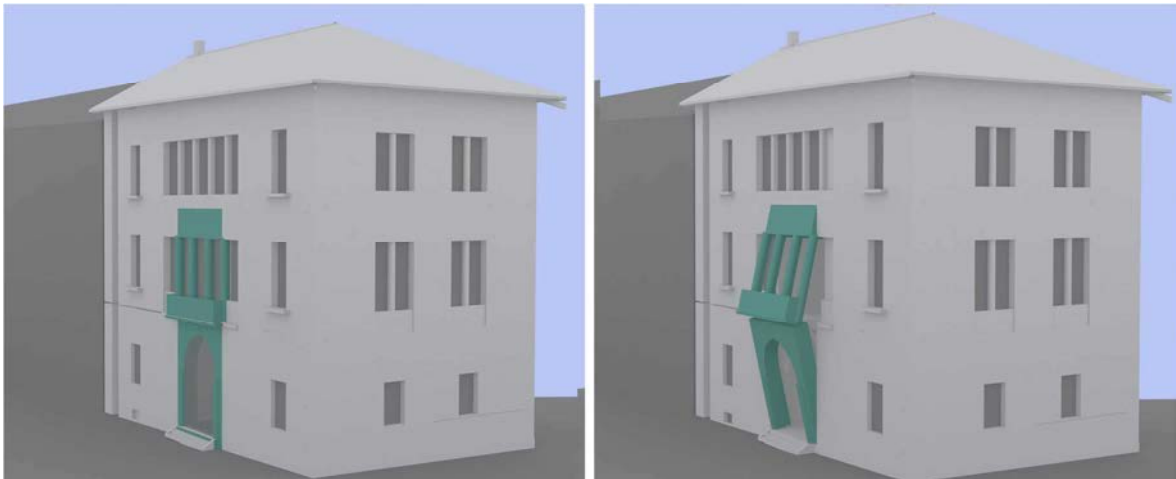


Figura 5.3-33: Individuazione tridimensionale del meccanismo 3 nel macroelemento 4a (A10).

Condizione	Ipotesi	Accertata	Da verificare
Trattenimento efficace in testa alla parete, presenza di cordoli o catene al piano secondo	SI		X
Eccessivo collegamento alle pareti ortogonali	SI		X
Snellezza eccessiva delle pareti		SI	
Orizzontamenti intermedi mal collegati	SI		X
Intersezioni murarie di cattiva qualità	SI		X
Spinte orizzontali localizzate (archi o volte)		NO	X
Muratura a sacco o paramenti mal collegati	NO		X

Tabella 5.3-45: Condizioni che favoriscono l'attivazione del meccanismo, A10.

Nella tabella seguente sono riportati i dati significativi del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti a volte e solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso.

Le formule utilizzate sono state già illustrate, nelle tabelle seguenti si riportano quindi esclusivamente i valori finali.

Analisi	10	Macroelemento	4a	Meccanismo	3
Tipo: rotazione reciproca di due blocchi					
Lunghezza parete		4,36 m			
Arretramento polo B		0,055 m	Altezza cerniera A		11,53 m
Arretramento polo C		0,022 m	Altezza cerniera B		0,49 m
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	x_{Gi} [m]	y_{Gi} [m]
Terra	156,8	0,7	5,67	0,35	3,56
Primo	84	0,7	5,38	0,35	10,37
Terrazzino	23,72			1,05	5,85
Coefficiente di attivazione del cinematismo				$\alpha_0 = 0,203 \text{ m/s}^2$	

Tabella 5.3-46: Caratteristiche del meccanismo, A10, LC1.

Considerando gli spostamenti orizzontali e verticali, tenendo presente che $\delta x_c = \sigma h_1 = \varphi h_2$

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*			
Piano	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{y,Pi}$	$F_c = 1,35$
Terra	$5,67 \sigma$	$0,295 \sigma$	$M^* = 20,81kN$
Primo	$0,726 \sigma$	$0,99 \sigma$	$e^* = 0,77$
Terrazzino	$5,48 \sigma$	$1,728 \sigma$	
$a_0^* = 1,91 m/s^2$			

Tabella 5.3-47: Determinazione accelerazione spettrale, A10, LC1.

Seguendo il Principio dei Lavori Virtuali:

$$W_1 \delta y_{W1} + W_2 \delta y_{W2} + P_1 \delta y_{P1} = \alpha (W_1 \delta x_{W1} + W_2 \delta x_{W2} + P_1 \delta x_{P1})$$

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,65	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	0,59	$a_g [m/s^2]$	2,678	ψ	0,36
N	3	F_0	2,411	γ	1,28
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	$T_1 [s]$	0,41	7,342	
$a_0^* >$	1,1015 m/s^2		VERIFICATO		
	1,74 m/s^2				

Tabella 5.3-48: Verifica non lineare, A10, LC1.

Per completezza, è stata considerata anche l'eventualità che la volta costituisca effettivamente un elemento strutturale. In questo caso, la spinta della volta deve essere opportunamente contrastata da un apposito tirante. Avendo dati incompleti, la spinta orizzontale della volta, e quindi dell'eventuale tirante, è stata stimata intorno ai 10 kN.

Un tirante avente diametro di 16 mm è in grado di equilibrare questa componente orizzontale, ma per completezza e per garantire l'equilibrio ne sono stati inseriti due, in posizione simmetrica, in corrispondenza dei punti di scarico della volta.

Una volta considerando il tirante in grado di annullare la spinta orizzontale, il modello su cui effettuare l'analisi è quello visto precedentemente, e risulta dunque verificato tramite la verifica non lineare.

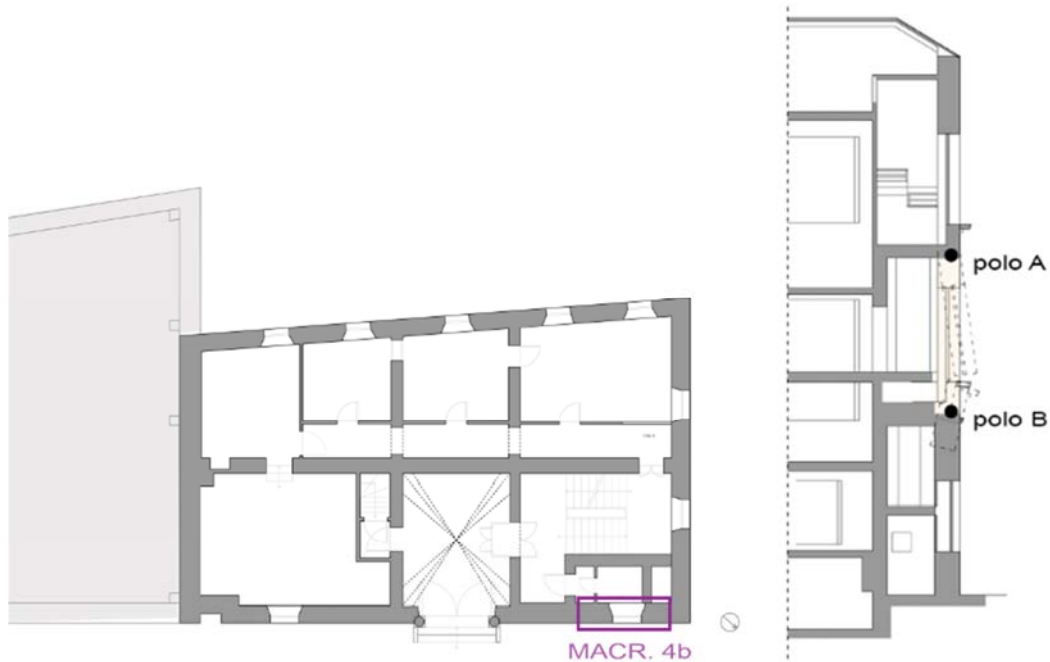
A11 - Macroelemento 4b – Meccanismo 3- flessione verticale

Figura 5.3-34: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo 3 nel macroelemento 4b (A11).

Questo meccanismo interessa la parte della facciata principale che limita la zona dei servizi. Quest'area è critica dal punto di vista sismico, perché presenta dei solai sfalsati, che in alcuni casi cadono si trovano anche in corrispondenza delle aperture, non garantendo dunque una valida connessione con la parete.

Nel punto indicato in figura si presenta un doppio solaio, dettato da esigenze distributive degli ambienti, che potrebbe generare una spinta in grado di generare una rottura nel pannello murario, e la conseguente rotazione reciproca dei frammenti di muratura. Il polo A viene definito dalla presenza del cordolo in corrispondenza dell'impalcato del piano secondo, mentre la cerniera B è posta in corrispondenza del successivo solaio connesso per intero alla porzione di muratura (cioè non quello che intercetta la finestra).

Anche in questo caso una cattiva coesione interna e una eccessiva connessione alle pareti perimetrali sono fattori che favoriscono l'innescio di questo meccanismo.

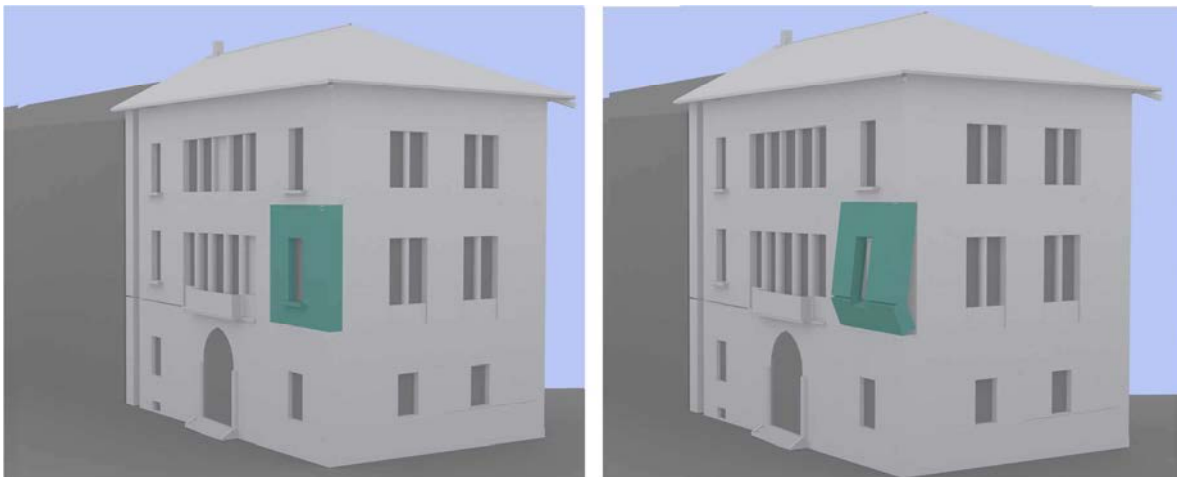


Figura 5.3-35: Individuazione tridimensionale del meccanismo 3 nel macroelemento 4b (A11).

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Condizione	Ipotesi	Accertata	Da verificare
Trattenimento efficace in testa alla parete, presenza di cordoli o catene al piano secondo	SI		X
Eccessivo collegamento alle pareti ortogonali	SI		X
Snellezza eccessiva delle pareti		NO	
Orizzontamenti intermedi rigidi mal collegati	SI		X
Intersezioni murarie di cattiva qualità	SI		X
Spinte orizzontali localizzate		NO	
Muratura a sacco o paramenti mal collegati	NO		X

Tabella 5.3-49: Condizioni che favoriscono l'attivazione del meccanismo, A11.

Nella tabella seguente sono riportati i dati significativi del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti a volte e solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso.

Le formule utilizzate sono state già illustrate, nelle tabelle seguenti si riportano quindi esclusivamente i valori finali.

Analisi	11	Macroelemento	4a	Meccanismo	3			
Tipo: rotazione reciproca di due blocchi								
Lunghezza parete		3,9 m						
Arretramento polo B		0,055 m	Altezza cerniera A		11,10 m			
Arretramento polo C		0,033 m	Altezza cerniera B		6,11 m			
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	x_{Gi} [m]	y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Terra	65,842	0,7	1,305	0,35	0,65	27,634	0,46	1,305
Primo	145,138	0,7	3,64	0,35	3,33			
Coefficiente di attivazione del cinematisimo					$\alpha_0 = 1,01 \text{ m/s}^2$			

Figura 5.3-36: Caratteristiche del meccanismo, A11, LC1.

Considerando gli spostamenti orizzontali e verticali, tenendo presente che $\delta_{xc} = \sigma h_1 = \varphi h_2$

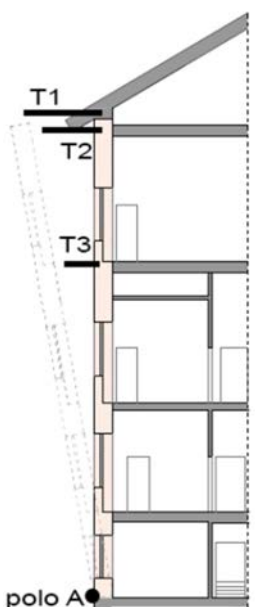
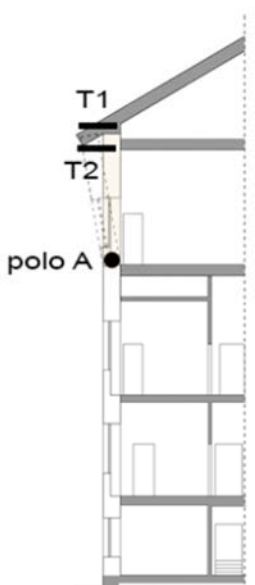
calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*					
Piano	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$\delta_{y,Wi}$	$\delta_{y,Pi}$	$F_c = 1,35$
Terra	$0,65 \sigma$	$0,36 \sigma$	$0,245 \sigma$	$0,412 \sigma$	$M^* = 23,82 \text{ kN}$
Primo	$0,576 \sigma$		$0,759 \sigma$		$e^* = 0,979$
$a_0^* = 7,497 \text{ m/s}^2$					

Tabella 5.3-50: Determinazione accelerazione spettrale, A11, LC1.

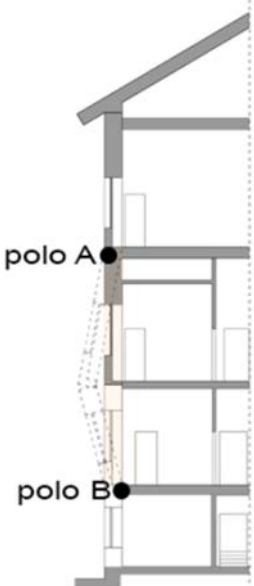
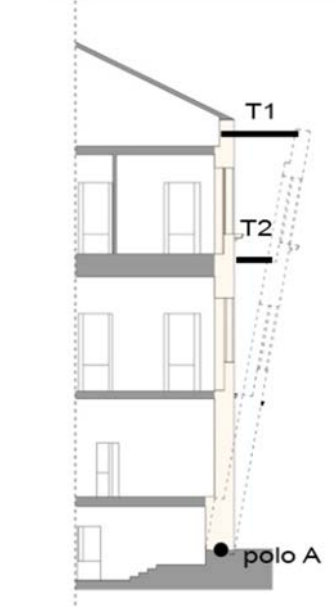
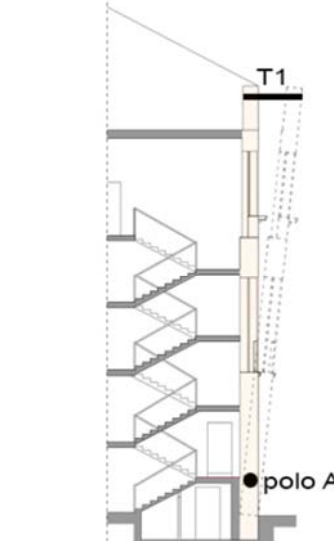
Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,65	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	6,11	a_g [m/s ²]	2,678	Ψ	0,557
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1 [s]	0,41	7,342	
$a_0^* >$	$1,1015 \text{ m/s}^2$		VERIFICATO		
	$1,814 \text{ m/s}^2$				

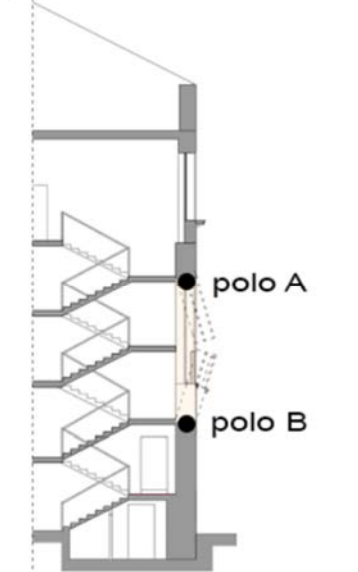
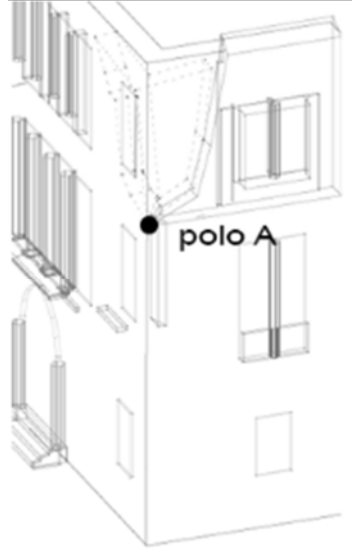
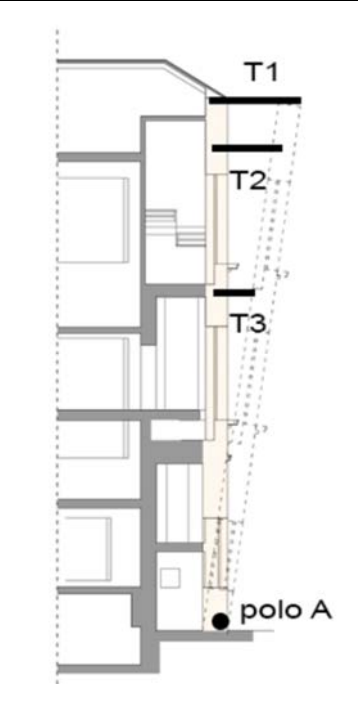
Tabella 5.3-51: Verifica non lineare, A11, LC1.

Al fine di rendere più comprensibile la consultazione e la comparazione dei risultati del calcolo dei cinematismi, sono stati riassunti in una tabella:

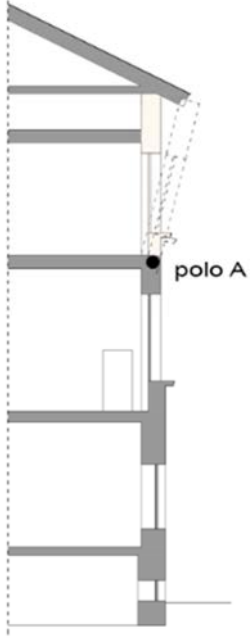
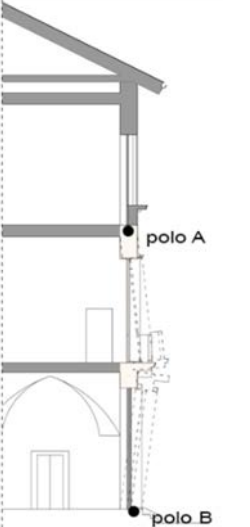
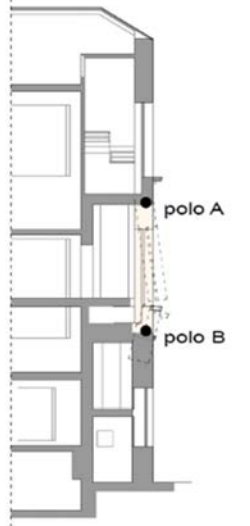
ANALISI MACRO	MECCANISMI	VERIFICA LINEARE	VERIFICA NON LINEARE	TIRANTI
A1 M1		$\alpha = 0,016$ $M^* = 393,272$ kN $e^* = 0,769$ $a_0^* = 0,149 \text{ m/s}^2$	$d_{k0} = 0,144 \text{ m}$ $d_0^* = 0,188 \text{ m}$ $d_s^* = 0,03 \text{ m}$ $a_s^* = 0,125$ m/s^2 $d_u^* = 0,075 \text{ m}$	$T_A = 61,073 \text{ kN}$ $T_B = 38,22 \text{ kN}$ $T_C = 44,4 \text{ kN}$ $T_1 = 114 \text{ kN}$ $Nt_1 = 3$ $T_2 = 107,82 \text{ kN}$ $Nt_2 = 3$ $T_3 = 80,67 \text{ kN}$ $Nt_3 = 3$
		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	$a_0^* = 1,13 \text{ m/s}^2$
A2 M1		$\alpha = 0,098$ $M^* = 149,46 \text{ kN}$ $e^* = 0,924$ $a_0^* = 0,771 \text{ m/s}^2$	$d_{k0} = 0,304 \text{ m}$ $d_0^* = 0,329 \text{ m}$ $d_s^* = 0,053 \text{ m}$ $a_s^* = 0,647$ m/s^2 $d_u^* = 0,132$	$T_A = 61,073 \text{ kN}$ $T_B = 38,22 \text{ kN}$ $T_C = 44,4 \text{ kN}$ $T_1 = 114 \text{ kN}$ $Nt_1 = 3$ $T_2 = 90 \text{ kN}$ $Nt_2 = 3$
		NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	$a_0^* = 2,329 \text{ m/s}^2$

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

<p>A3 M1a</p>		<p>$\alpha = 0,273$ $M^* = 210,89 \text{ kN}$ $e^* = 0,96$ $a_0^* = 2,06 \text{ m/s}^2$</p> <p>VERIFICATO</p>		
<p>A4 M2</p>		<p>$\alpha = 0,0256$ $M^* = 215,686 \text{ kN}$ $e^* = 0,715$ $a_0^* = 0,260 \text{ m/s}^2$</p> <p>NON VERIFICATO</p>	<p>$d_{k0} = 0,198 \text{ m}$ $d_0^* = 0,198 \text{ m}$ $d_s^* = 0,044 \text{ m}$ $a_s^* = 0,218 \text{ m/s}^2$ $d_u^* = 0,11 \text{ m}$</p> <p>NON VERIFICATO</p>	<p>$T_A = 61,073 \text{ kN}$ $T_B = 38,22 \text{ kN}$ $T_C = 44,4 \text{ kN}$ $T_1 = 70 \text{ kN}$ $N_{t1} = 2$ $T_2 = 23 \text{ kN}$ $N_{t2} = 2$</p> <p>$a_0^* = 1,138 \text{ m/s}^2$</p>
<p>A5 M2a</p>		<p>$\alpha = 0,032$ $M^* = 39,34 \text{ kN}$ $e^* = 0,722$ $a_0^* = 0,325 \text{ m/s}^2$</p> <p>NON VERIFICATO</p>	<p>$d_{k0} = 0,236 \text{ m}$ $d_0^* = 0,33 \text{ m}$ $d_s^* = 0,077 \text{ m}$ $a_s^* = 0,249 \text{ m/s}^2$ $d_u^* = 0,193 \text{ m}$</p> <p>NON VERIFICATO</p>	<p>$T_A = 61,073 \text{ kN}$ $T_B = 38,22 \text{ kN}$ $T_C = 44,4 \text{ kN}$ $T_1 = 20 \text{ kN}$ $N_{t1} = 1$</p> <p>$a_0^* = 1,177 \text{ m/s}^2$</p>

<p>A6 M2a</p>		<p>$\alpha = 0,726$ $M^* = 23,445 \text{ kN}$ $e^* = 0,923$ $a_0^* = 5,72 \text{ m/s}^2$</p> <p>VERIFICATO</p>		
<p>A7 M3</p>		<p>$\alpha = 0,229$ $M^* = 33,22 \text{ kN}$ $e^* = 0,974$ $a_0^* = 1,708 \text{ m/s}^2$</p> <p>NON VERIFICATO</p>	<p>$d_{k0} = 1,074 \text{ m}$ $d_0^* = 1,097 \text{ m}$ $d_s^* = 0,175 \text{ m}$ $a_s^* = 1,435 \text{ m/s}^2$ $d_u^* = 0,439 \text{ m}$</p> <p>VERIFICATO</p>	
<p>A8 M4</p>		<p>$\alpha = 0,024$ $M^* = 334,656 \text{ kN}$ $e^* = 0,795$ $a_0^* = 0,795 \text{ m/s}^2$</p> <p>NON VERIFICATO</p>	<p>$d_{k0} = 0,204 \text{ m}$ $d_0^* = 0,284 \text{ m}$ $d_s^* = 0,045 \text{ m}$ $a_s^* = 0,186 \text{ m/s}^2$ $d_u^* = 0,114 \text{ m}$</p> <p>NON VERIFICATO</p>	<p>$T_A = 61,073 \text{ kN}$ $T_B = 38,22 \text{ kN}$ $T_C = 44,4 \text{ kN}$ $T_1 = 114 \text{ kN}$ $Nt_1 = 3$ $T_2 = 105 \text{ kN}$ $Nt_2 = 3$ $T_3 = 52 \text{ kN}$ $Nt_3 = 2$ $a_0^* = 1,218 \text{ m/s}^2$</p>

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

<p>A9 M4</p>		<p>$\alpha = 0,1$ $M^* = 112,537$ kN $e^* = 0,929$ $a_0^* = 0,789$ m/s^2</p> <p>NON VERIFICATO</p>	<p>$d_{k0} = 1,468$ $d_0^* = 1,583$ $d_s^* = 0,253$ $a_s^* = 0,663$ $d_u^* = 0,633$</p> <p>VERIFICATO</p>	
<p>A10 M4a</p>		<p>$\alpha = 0,227$ $M^* = 20,81$ kN $e^* = 0,77$ $a_0^* = 2,15$ m/s²</p> <p>VERIFICATO</p>		
<p>A11 M4b</p>		<p>$\alpha = 1,01$ $M^* = 23,82$ kN $e^* = 0,979$ $a_0^* = 7,497$ m/s²</p> <p>VERIFICATO</p>		

I meccanismi più gravosi sono risultati derivanti dalle analisi A2, A4, A5, A8, ovvero quelle che riguardano meccanismi di ribaltamento dell'intera parete o parte di essa.

Per questi casi, si è ritenuto utile ripetere il procedimento considerando il caso in cui si conosca maggiormente l'edificio, ovvero usando indici riferiti ad un LC2.

I valori dei parametri meccanici sono quelli indicati precedentemente, che vengono qui riportati:

Materiale	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
Muratura a conci sbazzati	250	4,3	1230	410	20

Figura 0-1: Caratteristiche meccaniche della muratura, considerando il livello di conoscenza LC2.

A1, con LC2:

Il procedimento seguito è del tutto analogo a quanto visto nel caso di verifiche in LC1, si riportano quindi solo i risultati riassunti nelle tabelle. Anche ai simboli sono associati gli stessi significati.

Analisi	1	Macroelemento	1	Meccanismo	1			
Tipo: ribaltamento semplice di parete (polo A)								
Lunghezza parete		20 m		Arretramento polo A		0,16 m		
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	d_{wi} [m]	Y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Seminterrato	710,36	0,7	2,93	0,35	1,5	136,41	0,46	2,93
Terra	1009,68	0,7	4,10	0,35	5,0	132,62	0,46	7,03
Primo	1365,28	0,7	5,37	0,35	9,8	136,23	0,46	12,4
Secondo	1292,2	0,7	5,1	0,35	15,0	86,1	0,46	16,57
Copertura						151,06	0,46	17,52
Coefficiente di attivazione del cinematismo					$\alpha_0 = 0,022$			

Tabella 0-1: Caratteristiche del meccanismo, A1, LC2.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$F_c = 1,20$
Seminterrato	0,057	0,085	0,167	
Terra	0,057	0,285	0,401	
Primo	0,057	0,559	0,707	
Secondo	0,057	0,857	0,944	$M^* = 393,272$ kN
Copertura	0,057		1	$e^* = 0,769$
$a_0^* = 0,237$ m/s ²				

Tabella 0-2: Determinazione accelerazione spettrale, A1,LC2.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	17,52	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	0	a_g [m/s ²]	2,678	ψ	0
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1	0,43	7,328	
$a_0^*>$	1,1015 m/s ²		NON VERIFICATO		
	0 m/s ²				

Tabella 0-3: Verifica lineare A1, LC2.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,144	ϑ_{k0}	0,022
d_0^* [m]	0,266	h_{bar} [m]	9,157
d_u^* [m]	0,137	T_s [s]	2,92
d_s^* [m]	0,055	a_s^* [m/s ²]	0,199
$d_u^*>$	0,23 m		NON VERIFICATO
	0		

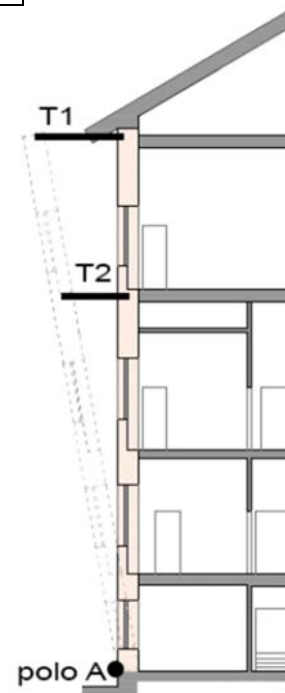
Tabella 0-4: Tabella 0 8: Verifica non lineare, A1, LC2.

Barre	$\phi =$	18 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	a =	100 mm
	b =	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	1,042 MPa
	$f_v =$	0,018 MPa
	t =	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	61,073 kN
	$T_B =$	52,92 kN
	$T_C =$	62,52 kN

Tabella 0-5: Caratteristiche dei tiranti, A1, LC2.

Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Secondo	3	52 kN
Primo	3	38,91 kN
$a_0^* = 1,17 \text{ m/s}^2$		
Verifica lineare		
$a_0^*>$	1,1015 m/s ²	VERIFICATO
	0	

Tabella 0-6: Progettazione dei tiranti, A1, LC2.



A2, con LC2:

Analisi	1	Macroelemento	1	Meccanismo	2					
Tipo: ribaltamento porzione sommitale di parete (polo A)										
Lunghezza parete		20 m		Arretramento polo A		0,051 m				
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	x_{Gi} [m]	y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]	$H_{sol.tot}$	
Secondo	1292,2	0,7	5,11	0,35	2,635	86,1	0,46	4,16		
Copertura						208,82	0,46	5,11	17,52	
Coefficiente di attivazione del cinematismo					$\alpha_0 = 0,105$					

Tabella 0-7: Caratteristiche geometriche e carichi agenti del macroelemento, A2, LC2.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$F_c = 1,20$
Secondo	0,057	0,516	0,814	$M^* = 149,46$ kN
Copertura	0,057		1	$e^* = 0,924$
$a_0^* = 0,929$ m/s ²				

Tabella 0-8: Determinazione accelerazione spettrale, A2, LC2.

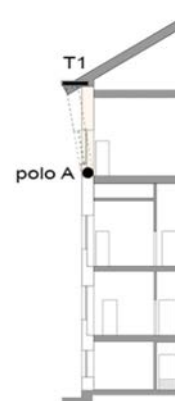
Verifica lineare					
H_{tot} [m]	17,52	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	12,41	a_g [m/s ²]	2,678	Ψ	0,71
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_{0}	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1	0,43	7,342	
$a_0^* >$	1,1015 m/s ²		NON VERIFICATO		
	2,311 m/s ²				

Tabella 0-9: Verifica lineare, A2, LC2.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,318	ϑ_{k0}	0,105
d_0^* [m]	0,344	h_{bar} [m]	3,043
d_u^* [m]	0,137	T_s [s]	1,668
d_s^* [m]	0,055	a_s^* [m/s ²]	0,780
$d_u^* >$	0,142 m		NON VERIFICATO
	0,167m		

Tabella 0-10: Verifica non lineare, A2, LC2.

Barre	$\phi =$	18 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	$a =$	100 mm
	$b =$	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	1,042 MPa
	$f_v =$	0,018 MPa
	$t =$	700 mm



Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	61,073 kN
	$T_B =$	52,92 kN
	$T_C =$	62,52 kN

Tabella 0-11: Caratteristiche dei tiranti, A2, LC2.

Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Copertura (T1)	3	51 kN
$a_0^* = 2,362 \text{ m/s}^2$		
Verifica lineare		
$a_0^* >$	1,1015 m/s^2	VERIFICATO
	2,311 m/s^2	

Tabella 0-12: Progettazione dei tiranti, A2, LC2.

A4, con LC2:

Analisi	4	Macroelemento	2	Meccanismo	1			
Tipo: ribaltamento semplice di parete (polo A)								
Lunghezza parete		13,234 m		Arretramento polo A		0,156 m		
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	d_{w_i} [m]	y_{G_i} [m]	P_{s_i} [kN]	d_i [m]	h_{s_i} [m]
Seminterrato	567,715	1,06	2,055	0,53	1,147	0	0	0
Terra	795,127	0,76	4,105	0,38	4,283	0	0	0
Primo	840,438	0,76	5,37	0,38	9,15	0	0	0
Secondo	725,102	0,66	5,115	0,33	14,2	0	0	0
Copertura						31,994	0,44	16,51
Coefficiente di attivazione del cinematisimo				$\alpha_0 = 0,032$				

Tabella 0-13: Caratteristiche del meccanismo, A4, LC2.

Le formule utilizzate sono state già illustrate, nelle tabelle seguenti si riportano quindi esclusivamente i valori finali.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	δ_{x,W_i}	δ_{x,P_i}	$F_c = 1,20$
Seminterrato	0,196	0,069		
Terra	0,196	0,259		
Primo	0,196	0,554		
Secondo	0,196	0,86		$M^* = 215,686 \text{ kN}$
Copertura	0,196		1	$e^* = 0,715$
$a_0^* = 0,362 \text{ m/s}^2$				

Tabella 0-14: Determinazione accelerazione spettrale, A4, LC2.

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,51	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	0	$a_g[m/s^2]$	2,678	Ψ	0
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	T_C^*0	0,459	Se(T_1)	
η	1	T_1	0,43		
$a_0^*>$	0		NON VERIFICATO		
	1,1015 m/s^2				

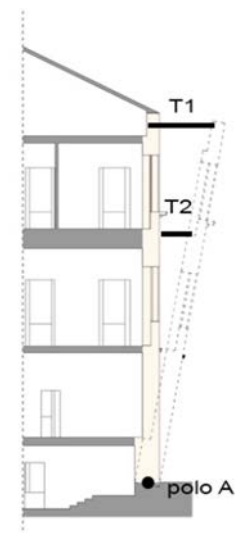
Tabella 0-15: Verifica lineare, A4, LC2.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,241	ϑ_{k0}	0,032
d_0^* [m]	0,335	h_{bar} [m]	7,625
d_u^* [m]	0,134	T_s [s]	2,648
d_s^* [m]	0,054	$a_s^*[m/s^2]$	0,304
$d_u^*>$	0		NON VERIFICATO
	0,226 m		

Tabella 0-16: Verifica non lineare, A4, LC2.

Barre	$\phi =$	18 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	a =	100 mm
	b =	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	0,74MPa
	$f_v =$	0,013 MPa
	t =	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	61,073 kN
	$T_B =$	52,92 kN
	$T_C =$	62,52 kN

Tabella 0-17: Caratteristiche dei tiranti, A4, LC2.



Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Copertura (T1)	2	50 kN
Secondo (T2)	2	33 kN
$a_0^* = 1,66 m/s^2$		
Verifica lineare		
$a_0^*>$	0	
	1,1015 m/s^2	
VERIFICATO		

Tabella 0-18: Progettazione dei tiranti, A4, LC2.

A5, con LC2:

Analisi	5	Macroelemento	2a	Meccanismo	1			
Tipo: ribaltamento semplice di parete (polo A)								
Lunghezza parete		3,4 m	Arretramento polo A			0,100 m		
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	x_{Gi} [m]	y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Seminterrato	34,344	1,06	0,53	0,53	0,246			
Terra	181,64	0,76	4,105	0,38	2,77			
Primo	157,35	0,76	5,37	0,38	8,139			
Secondo	145,335	0,66	5,115	0,33	12,85			
Copertura						16	0,44	15
Coefficiente di attivazione del cinematisimo					$\alpha_0 = 0,038$			

Tabella 0-19: Caratteristiche geometriche e carichi agenti del macroelemento, A5, LC2.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$F_c = 1,20$
Seminterrato	0,066	0,016		
Terra	0,066	0,185		
Primo	0,066	0,543		
Secondo	0,066	0,857		$M^* = 39,34\text{kN}$
Copertura	0,066		1	$e^* = 0,722$
$a_0^* = 0,431 \text{ m/s}^2$				

Tabella 0-20: Determinazione accelerazione spettrale, A5, LC2.

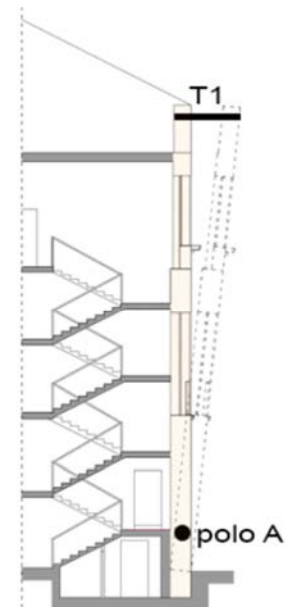
Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,51	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	1,51	a_g [m/s ²]	2,678	ψ	0,09
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1	0,41	7,342	
$a_0^* >$	1,1015 m/s ²		NON VERIFICATO		
	0,293 m/s ²				

Tabella 0-21: Verifica lineare, A5, LC2.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,278	ϑ_{k0}	0,038
d_0^* [m]	0,389	h_{bar} [m]	7,294
d_u^* [m]	0,156	T_s [s]	2,6
d_s^* [m]	0,062	a_s^* [m/s ²]	0,362
$d_u^* >$	0,222 m	NON VERIFICATO	
	0,028 m		

Tabella 0-22: Verifica non lineare, A5, LC2.

Barre	$\phi = 18 \text{ mm}$
-------	------------------------



	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	$a =$	100 mm
	$b =$	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	0,74MPa
	$f_v =$	0,013 MPa
	$t =$	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	61,073 kN
	$T_B =$	52,92 kN
	$T_C =$	62,52 kN

Tabella 0-23: Caratteristiche dei tiranti, A5, LC2.

Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Copertura (T1)	1	17 kN
$a_0^* = 1,172 \text{ m/s}^2$		
Verifica lineare		
$a_0^* >$	1,1015 m/s^2	VERIFICATO
	0,293 m/s^2	

Tabella 0-24: Progettazione dei tiranti, A5, LC2.

A8, con LC2:

Analisi	8	Macroelemento	4	Meccanismo	1			
Tipo: ribaltamento semplice di parete (polo A)								
Lunghezza parete		19,02 m		Arretramento polo A			0,189 m	
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	d_{wi} [m]	γ_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Seminterrato	490,68	0,94	1,57	0,47	0,77	134,545	0,63	1,57
Pianerottolo						53,75	0,63	3,27
Terra	1013,74	0,7	4,59	0,35	3,98	77,08	0,46	6,15
Pianerottolo						53,75	0,46	6,15
Primo	889,42	0,7	5,37	0,35	8,19	77,33	0,46	11,15
Pianerottolo						26,32	0,46	7,5
Secondo	941,08	0,7	5,12	0,35	14,24	86,94	0,46	15,7
Pianerottolo						33,17	0,46	8,85
Copertura						160,16	0,46	16,65
Pianerottolo						53,75	0,46	11,53
Terrazzino	38,57			0,35	6,34			
Coefficiente di attivazione del cinematisimo					$\alpha_0 = 0,029 \text{ m/s}^2$			

Tabella 0-25: Caratteristiche del meccanismo, A8, LC2.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*					
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$\delta_{x,Pi(\text{scale})}$	$F_c = 1,20$
Seminterrato	0,06	0,046	0,094	0,196	
Terra	0,06	0,239	0,369	0,369	

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Primo	0,06	0,551	0,669	0,45	
Secondo	0,06	0,854	0,942	0,531	$M^* = 334,656 \text{ kN}$
Copertura	0,06		1	0,692	$e^* = 0,795$
Terrazzino		0,38			
$a_0^* = 0,30 \text{ m/s}^2$					

Tabella 0-26: Determinazione accelerazione spettrale, A8, LC2.

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,65	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	0	a_g [m/s ²]	2,678	Ψ	0
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1	0,41	7,342	
$a_0^*>$	0		NON VERIFICATO		
	1,1015 m/s ²				

Tabella 0-27: Verifica lineare, A8, LC2.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,242	ϑ_{k0}	0,03
d_0^* [m]	0,336	h_{bar} [m]	8,093
d_u^* [m]	0,134	T_s [s]	2,909
d_s^* [m]	0,054	a_s^* [m/s ²]	0,252
$d_u^*>$	0,23		NON VERIFICATO
	0 m		

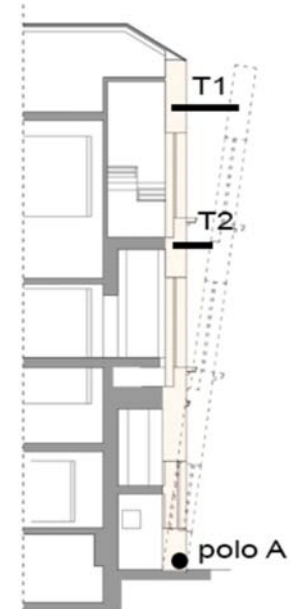
Tabella 0-28: Verifica non lineare, A8, LC2.

Barre	$\phi =$	18 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	$a =$	100 mm
	$b =$	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	0,74 MPa
	$f_v =$	0,013 MPa
	$t =$	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	61,073 kN
	$T_B =$	52,92 kN
	$T_C =$	62,52 kN

Tabella 0-29: Caratteristiche dei tiranti, A8, LC2.

Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Secondo (T1)	3	52 kN
Primo (T2)	2	30 kN
$a_0^* = 1,265 \text{ m/s}^2$		
Verifica lineare		
$a_0^*>$	1,1015 m/s ²	
	0	
VERIFICATO		

Tabella 0-30: Progettazione dei tiranti, A8, LC2.



CONCLUSIONI

La riassume i risultati delle varie analisi e permette di avere un confronto diretto tra i risultati ottenuti.

		α_0	a_0^* [m/s ²]	V. lineare	d_u^* [m]	V. non lineare
A1	LC1	0,016	0,149	non verificato	0,075	non verificato
	LC2	0,022	0,237	non verificato	0,137	non verificato
A2	LC1	0,098	0,771	non verificato	0,132	non verificato
	LC2	0,105	0,929	non verificato	0,137	non verificato
A3	LC1	0,273	2,06	verificato		
A4	LC1	0,0256	0,260	non verificato	0,110	non verificato
	LC2	0,032	0,362	non verificato	0,134	non verificato
A5	LC1	0,032	0,325	non verificato	0,193	non verificato
	LC2	0,038	0,431	non verificato	0,156	non verificato
A6	LC1	0,726	5,72	verificato		
A7	LC1	0,229	1,708	non verificato	0,439	verificato
A8	LC1	0,024	0,795	non verificato	0,114	non verificato
	LC2	0,029	0,30	non verificato	0,134	non verificato
A9	LC1	0,1	0,789	non verificato	0,633	verificato
A10	LC1	0,227	2,15	verificato		
A11	LC1	1,01	7,497	verificato		

Tabella 0-31: Confronto riassuntivo dei risultati dei calcoli dei cinematicismi.

Dallo studio dei possibili meccanismi di collasso emerge che quelli che presentano un coefficiente di attivazione minore corrispondono alla tipologia di ribaltamento semplice dell'intera parete o di una sua parte. Possono essere considerati i più pericolosi anche perché sono quelli che non soddisfano né la verifica lineare né quella non lineare, e necessiterebbero quindi di interventi finalizzati a ridurre la pericolosità.

D'altra parte si può osservare che le condizioni che favoriscono questi meccanismi sono oggetto di molti dubbi. Confrontando i risultati ottenuti, considerando sia gli indici che derivano dalla probabilità che si verifichi un dato meccanismo sia l'espressione quantitativa della pericolosità associata allo stesso, è possibile determinare quali tra i vari aspetti da indagare sono di importanza maggiore. Al fine di evitare l'attivazione dei meccanismi più gravosi, è di primaria importanza verificare la presenza, ed eventualmente l'effettivo funzionamento, di elementi in grado di trattenere le pareti, come cordoli e catene, specialmente nei piani superiori. Molto importante è anche comprendere il comportamento degli orizzontamenti, e le modalità di connessione tra essi e le murature portanti. Infine si può osservare che anche la muratura assume in molti casi un ruolo determinante: la presenza di murature a più paramenti, che presentano scarsa coesione o collegamenti scadenti favorisce lo sviluppo di diverse tipologie di meccanismi. Ci sono poi altri elementi di importanza relativamente secondaria.

Il confronto tra i casi più gravosi sviluppati in LC1 ed in LC2 è molto utile per comprendere i vantaggi che può portare una conoscenza adeguata dell'edificio nel suo complesso. Secondo le indicazioni della normativa, scegliere di non limitare le indagini agli

elementi strettamente più significativi, ma ampliarle fino a poter raggiungere un Livello di Conoscenza LC2 dell'edificio permette di utilizzare dei coefficienti che portano ad una sensibile differenza nei risultati finali.

Per semplicità, e per facilitarne il confronto, in questo studio si è scelto di considerare l'impiego di tiranti con uguali caratteristiche in tutti i casi in cui la verifica non lineare non viene soddisfatta. I calcoli svolti con fattori riferiti a LC2 hanno portato a risultati meno gravosi rispetto ai corrispondenti casi in LC1. Ciò si traduce non solo in un vantaggio nell'ipotesi di realizzare dei presidi sismici ex novo, ma anche nel caso in cui si verifichi la presenza di elementi in grado di assolvere a questa funzione. In questa situazione sarà sufficiente dimostrare l'efficacia dell'elemento riferendosi ad una sollecitazione minore rispetto a quella che si dovrebbe verificare basandosi sui risultati ottenuti in LC1, e dunque risulta esserci una maggiore probabilità che possano essere soddisfatti i requisiti richiesti dalla normativa.

Per completezza, si è scelto di ripetere il calcolo dei meccanismi più gravosi, in LC2, ipotizzando di aver applicato un consolidamento con iniezioni di miscele leganti alle murature. La normativa prevede che introducendo questo intervento migliorativo si possano applicare dei coefficienti alle caratteristiche della muratura, secondo quanto indicato in Figura 0-2⁹².

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

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

Figura 0-2: Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (Circolare).

Il coefficiente correttivo si applica sia a parametri di resistenza (f_m e τ_0) sia ai moduli elastici (E e G), si ottiene dunque:

Materiale	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E[N/mm ²]	G[N/mm ²]	W[kN/m ³]
Muratura a conci sbozzati	475	7,31	2091	697	20

Figura 0-3: Caratteristiche meccaniche della muratura, considerando il livello di conoscenza LC2.

$$\text{Resistenza a trazione} = \tau_0 * 1,5 = 10,96 \text{ N/cm}^2$$

⁹² Circolare, § C8A.2, *Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature*, tabella C8A.2.2.

A1, con LC2, con iniezioni di miscele leganti:

Il procedimento seguito è del tutto analogo a quanto visto nel caso di verifiche in LC1, si riportano quindi solo i risultati riassunti nelle tabelle. Anche ai simboli sono associati gli stessi significati.

Analisi	1	Macroelemento	1	Meccanismo	1			
Tipo: ribaltamento semplice di parete (polo A)								
Lunghezza parete		20 m		Arretramento polo A		0,085 m		
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	d_{wi} [m]	y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Seminterrato	710,36	0,7	2,93	0,35	1,5	136,41	0,46	2,93
Terra	1009,68	0,7	4,10	0,35	5,0	132,62	0,46	7,03
Primo	1365,28	0,7	5,37	0,35	9,8	136,23	0,46	12,4
Secondo	1292,2	0,7	5,1	0,35	15,0	86,1	0,46	16,57
Copertura						151,06	0,46	17,52
Coefficiente di attivazione del cinematisimo					$\alpha_0 = 0,03$			

Tabella 0-32: Caratteristiche del meccanismo, A1, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$F_c = 1,20$
Seminterrato	0,057	0,085	0,167	
Terra	0,057	0,285	0,401	
Primo	0,057	0,559	0,707	
Secondo	0,057	0,857	0,944	$M^* = 393,272$ kN
Copertura	0,057		1	$e^* = 0,769$
$a_0^* = 0,235$ m/s ²				

Tabella 0-33: Determinazione accelerazione spettrale, A1,LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	17,52	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	0	a_g [m/s ²]	2,678	ψ	0
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1	0,43	7,328	
$a_0^* >$	1,1015 m/s ²		NON VERIFICATO		
	0 m/s ²				

Tabella 0-34: Verifica lineare A1, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,279	ϑ_{k0}	0,03
d_0^* [m]	0,364	h_{bar} [m]	9,157
d_u^* [m]	0,146	T_s [s]	3,405
d_s^* [m]	0,058	a_s^* [m/s ²]	0,198
$d_u^* >$	0,23 m		NON VERIFICATO
	0		

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Tabella 0-35: Tabella 0 8: Verifica non lineare, A1, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Barre	$\phi =$	18mm	24 mm
	$f_y =$	240 MPa	240 MPa
Capochiave	$a =$	100 mm	
	$b =$	600 mm	
Muratura	$\sigma_r =$	1,98 MPa	
	$f_v =$	0,031 MPa	
	$t =$	700 mm	
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	61,073 kN	108,57 kN
	$T_B =$	52,92 kN	91,14 kN
	$T_C =$	62,52 kN	118,8 kN

Tabella 0-36: Caratteristiche dei tiranti, A1, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante	Barre
Secondo	2	90 kN	$\phi = 24$ mm
Primo	2	50 kN	$\phi = 18$ mm
$a_0^* = 1,303$ m/s ²			
Verifica lineare			
$a_0^* >$	1,1015 m/s ²		VERIFICATO
	0		

Tabella 0-37: Progettazione dei tiranti, A1, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

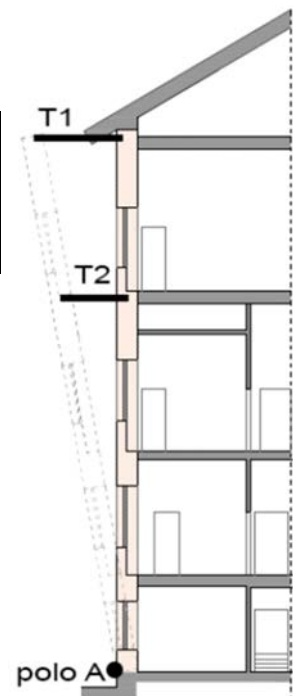
A2, con LC2, con iniezioni di miscele leganti:

Analisi	1	Macroelemento	1	Meccanismo	2					
Tipo: ribaltamento porzione sommitale di parete (polo A)										
Lunghezza parete		20 m		Arretramento polo A		0,027 m				
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	x_{Gi} [m]	y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]	H sol.tot	
Secondo	1292,2	0,7	5,11	0,35	2,635	86,1	0,46	4,16		
Copertura						208,82	0,46	5,11	17,52	
Coefficiente di attivazione del cinematisimo					$\alpha_0 = 0,113$					

Tabella 0-38: Caratteristiche geometriche e carichi agenti del macroelemento, A2, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$F_c = 1,20$
Secondo	0,057	0,516	0,814	$M^* = 149,46$ kN
Copertura	0,057		1	$e^* = 0,924$
$a_0^* = 0,999$ m/s ²				

Tabella 0-39: Determinazione accelerazione spettrale, A2, LC2, con iniezioni di miscele leganti.



Verifica lineare					
H_{tot} [m]	17,52	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	12,41	$a_g[m/s^2]$	2,678	Ψ	0,71
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	T_C^*0	0,459	Se(T_1)	
η	1	T_1	0,43	7,342	
$a_0^{*>}$	1,1015 m/s^2		NON VERIFICATO		
	2,311 m/s^2				

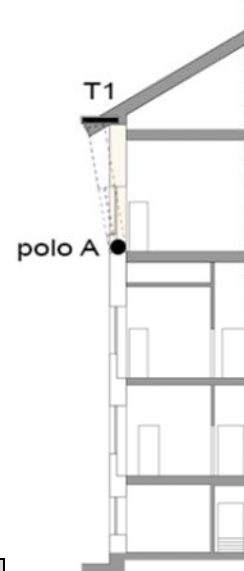
Tabella 0-40: Verifica lineare, A2, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,341	ϑ_{k0}	0,112
d_0^* [m]	0,369	h_{bar} [m]	3,043
d_u^* [m]	0,148	T_s [s]	1,666
d_s^* [m]	0,059	$a_s^*[m/s^2]$	0,839
$d_u^{*>}$	0,142 m		NON VERIFICATO
	0,167m		

Tabella 0-41: Verifica non lineare, A2, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Barre	$\phi =$	24 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	a =	100 mm
	b =	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	1,98 MPa
	$f_v =$	0,031 MPa
	t =	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	108,57 kN
	$T_B =$	91,14 kN
	$T_C =$	118,8 kN

Tabella 0-42: Caratteristiche dei tiranti, A2, LC2, con iniezioni di miscele leganti.



Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Secondo	2	90 kN
$a_0^* = 2,37 m/s^2$		
Verifica lineare		
$a_0^{*>}$	1,1015 m/s^2	
	2,311 m/s^2	
VERIFICATO		

Tabella 0-43: Progettazione dei tiranti, A2, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

A4, con LC2, con iniezioni di miscele leganti:

Analisi	4	Macroelemento	2	Meccanismo	1
Tipo: ribaltamento semplice di parete (polo A)					
Lunghezza parete	13,234 m		Arretramento polo A	0,075m	

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	d_{wi} [m]	γ_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Seminterrato	567,715	1,06	2,055	0,53	1,147	0	0	0
Terra	795,127	0,76	4,105	0,38	4,283	0	0	0
Primo	840,438	0,76	5,37	0,38	9,15	0	0	0
Secondo	725,102	0,66	5,115	0,33	14,2	0	0	0
Copertura						31,994	0,44	16,51
Coefficiente di attivazione del cinematismo					$\alpha_0 = 0,042$			

Tabella 0-44: Caratteristiche del meccanismo, A4, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Le formule utilizzate sono state già illustrate, nelle tabelle seguenti si riportano quindi esclusivamente i valori finali.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$F_c = 1,20$
Seminterrato	0,196	0,069		
Terra	0,196	0,259		
Primo	0,196	0,554		
Secondo	0,196	0,86		$M^* = 215,686$ kN
Copertura	0,196		1	$e^* = 0,715$
$a_0^* = 0,483$ m/s ²				

Tabella 0-45: Determinazione accelerazione spettrale, A4, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,51	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	0	a_g [m/s ²]	2,678	ψ	0
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1	0,43		
$a_0^*>$	0		NON VERIFICATO		
	1,1015 m/s ²				

Tabella 0-46: Verifica lineare, A4, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,322	ϑ_{k0}	0,042
d_0^* [m]	0,447	h_{bar} [m]	7,625
d_u^* [m]	0,179	Ts [s]	2,649
d_s^* [m]	0,072	a_s^* [m/s ²]	0,405
$d_u^*>$	0		NON VERIFICATO
	0,226 m		

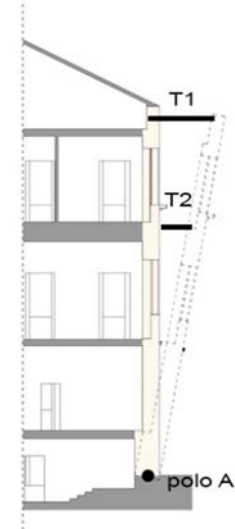
Tabella 0-47: Verifica non lineare, A4, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Barre	$\phi =$	16 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	$a =$	100 mm
	$b =$	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	1,98 MPa
	$f_v =$	0,031 MPa
	$t =$	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	48,254 kN
	$T_B =$	91,14 kN
	$T_C =$	118,8 kN

Tabella 0-48: Caratteristiche dei tiranti, A4, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Copertura (T1)	2	40 kN
Secondo (T2)	2	30 kN
$a_0^* = 1,492 \text{ m/s}^2$		
Verifica lineare		
$a_0^* >$	0	VERIFICATO
	$1,1015 \text{ m/s}^2$	

Tabella 0-49: Progettazione dei tiranti, A4, LC2, con iniezioni di miscele leganti.



In questo caso sarebbero bastati i due tiranti posizionati a livello della copertura, ma per evitare ulteriori fenomeni di flessione verticale si è scelto di prevedere altri due tiranti collocati in corrispondenza dell'impalcato del piano secondo.

A5, con LC2, con iniezioni di miscele leganti:

Analisi	5	Macroelemento	2a	Meccanismo	1			
Tipo: ribaltamento semplice di parete (polo A)								
Lunghezza parete		3,4 m	Arretramento polo A		0,053 m			
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	x_{Gi} [m]	y_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Seminterrato	34,344	1,06	0,53	0,53	0,246			
Terra	181,64	0,76	4,105	0,38	2,77			
Primo	157,35	0,76	5,37	0,38	8,139			
Secondo	145,335	0,66	5,115	0,33	12,85			
Copertura						16	0,44	15
Coefficiente di attivazione del cinematisimo					$\alpha_0 = 0,045$			

Tabella 0-50: Caratteristiche geometriche e carichi agenti del macroelemento, A5, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*				
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$F_c = 1,20$
Seminterrato	0,066	0,016		
Terra	0,066	0,185		
Primo	0,066	0,543		
Secondo	0,066	0,857		$M^* = 39,34\text{kN}$
Copertura	0,066		1	$e^* = 0,722$
$a_0^* = 0,504 \text{ m/s}^2$				

Tabella 0-51: Determinazione accelerazione spettrale, A5, LC2 con iniezioni di miscele leganti.

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,51	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	1,51	a_g [m/s ²]	2,678	Ψ	0,09
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1	0,41	7,342	
$a_0^* >$	1,1015 m/s ²		NON VERIFICATO		
	0,293 m/s ²				

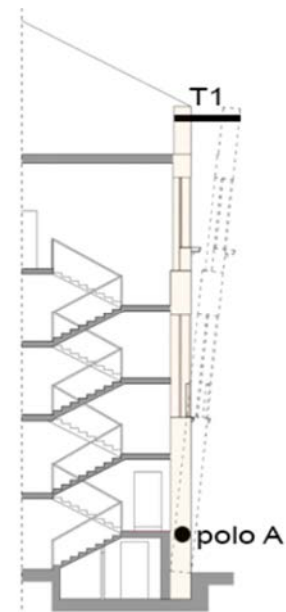
Tabella 0-52: Verifica lineare, A5, LC2 con iniezioni di miscele leganti.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,325	ϑ_{k0}	0,045
d_0^* [m]	0,455	h_{bar} [m]	7,294
d_u^* [m]	0,182	T_s [s]	2,61
d_s^* [m]	0,073	a_s^* [m/s ²]	0,423
$d_u^* >$	0,222 m		NON VERIFICATO
	0,028 m		

Tabella 0-53: Verifica non lineare, A5, LC2 con iniezioni di miscele leganti.

Barre	$\phi =$	16 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	a =	100 mm
	b =	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	1,98 MPa
	$f_v =$	0,031 MPa
	t =	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	48,254 kN
	$T_B =$	91,14 kN
	$T_C =$	118,8 kN

Tabella 0-54: Caratteristiche dei tiranti, A5, LC2 con iniezioni di miscele leganti.



Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Copertura (T1)	1	17 kN
$a_0^* = 1,172 \text{ m/s}^2$		
Verifica lineare		
$a_0^* >$	1,1015 m/s^2	VERIFICATO
	0,293 m/s^2	

Tabella 0-55: Progettazione dei tiranti, A5, LC2 con iniezioni di miscele leganti.

A8, con LC2, con iniezioni di miscele leganti:

Analisi	8	Macroelemento	4	Meccanismo	1			
Tipo: ribaltamento semplice di parete (polo A)								
Lunghezza parete		19,02 m		Arretramento polo A		0,072 m		
Piano	W_i [kN]	s_i [m]	h_i [m]	d_{Wi} [m]	γ_{Gi} [m]	P_{si} [kN]	d_i [m]	h_{si} [m]
Seminterrato	490,68	0,94	1,57	0,47	0,77	134,545	0,63	1,57
Pianerottolo						53,75	0,63	3,27
Terra	1013,74	0,7	4,59	0,35	3,98	77,08	0,46	6,15
Pianerottolo						53,75	0,46	6,15
Primo	889,42	0,7	5,37	0,35	8,19	77,33	0,46	11,15
Pianerottolo						26,32	0,46	7,5
Secondo	941,08	0,7	5,12	0,35	14,24	86,94	0,46	15,7
Pianerottolo						33,17	0,46	8,85
Copertura						160,16	0,46	16,65
Pianerottolo						53,75	0,46	11,53
Terrazzino	38,57			0,35	6,34			
Coefficiente di attivazione del cinematisimo					$\alpha_0 = 0,039 \text{ m/s}^2$			

Tabella 0-56: Caratteristiche del meccanismo, A8, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

calcolo dell'accelerazione spettrale a_0^*					
Piano	σ [1/m]	$\delta_{x,Wi}$	$\delta_{x,Pi}$	$\delta_{x,Pi(\text{scale})}$	$F_c = 1,20$
Seminterrato	0,06	0,046	0,094	0,196	
Terra	0,06	0,239	0,369	0,369	
Primo	0,06	0,551	0,669	0,45	
Secondo	0,06	0,854	0,942	0,531	$M^* = 334,656 \text{ kN}$
Copertura	0,06		1	0,692	$e^* = 0,795$
Terrazzino		0,38			
$a_0^* = 0,399 \text{ m/s}^2$					

Tabella 0-57: Determinazione accelerazione spettrale, A8, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Verifica lineare					
H_{tot} [m]	16,65	P_{VR}	10%	S	1,137
Z [m]	0	a_g [m/s^2]	2,678	ψ	0
N	4	F_0	2,411	γ	1,33
q	3	Tc^*_0	0,459	$Se(T_1)$	
η	1	T_1	0,41	7,342	

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

$a_0^{*>}$	0	NON VERIFICATO
	$1,1015 \text{ m/s}^2$	

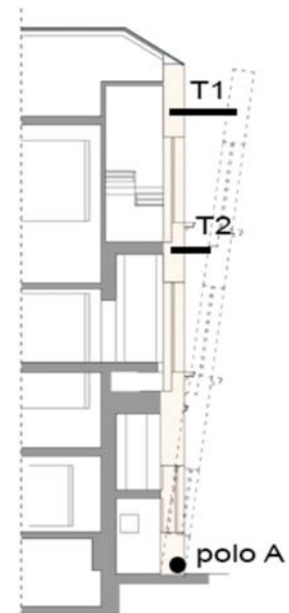
Tabella 0-58: Verifica lineare, A8, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Verifica non lineare			
d_{k0} [m]	0,320	ϑ_{k0}	0,04
d_0^* [m]	0,444	h_{bar} [m]	8,093
d_u^* [m]	0,178	T_s [s]	2,893
d_s^* [m]	0,071	a_s^* [m/s ²]	0,335
$d_u^{*>}$	0,23	NON VERIFICATO	
	0		

Tabella 0-59: Verifica non lineare, A8, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

Barre	$\phi =$	24 mm
	$f_y =$	240 MPa
Capochiave	$a =$	100 mm
	$b =$	600 mm
Muratura	$\sigma_r =$	1,98 MPa
	$f_v =$	0,031 MPa
	$t =$	700 mm
Verifiche del singolo tirante	$T_A =$	108,57 kN
	$T_B =$	91,14 kN
	$T_C =$	118,8 kN

Tabella 0-60: Caratteristiche dei tiranti, A8, LC2, con iniezioni di miscele leganti.



Piano	N. tiranti	Sforzo nel singolo tirante
Secondo	2	90 kN
$a_0^* = 1,273 \text{ m/s}^2$		
Verifica lineare		
$a_0^{*>}$	$1,1015 \text{ m/s}^2$	VERIFICATO
	0	

Tabella 0-61: Progettazione dei tiranti, A8, LC2, con iniezioni di miscele leganti.

5.4. Modellazione globale-meccanismi d'insieme - Vulnus

5.4.1. La metodologia Vulnus

In questo studio si è utilizzato Vulnus. Vulnus è una procedura per la verifica della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura isolati o inseriti in nuclei complessi interagenti, sviluppata presso i laboratori dell'Università degli Studi di Padova, a partire dalla seconda metà degli anni ottanta⁹³.

Questo programma permette 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.

Lo studio dei meccanismi di danno permette la valutazione del 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).

Per completezza, per tenersi nella situazione a favore di sicurezza, sono stati considerati tre casi: in un'ipotesi sono stati trascurati i presidi esistenti (catene e cordoli), basandosi su un LC1, in un'altra si è usato un LC1 considerando la presenza di cordoli e catene e in un ultimo caso sono stati considerati cordoli e catene, basandosi su un LC2.

Vulnus è inoltre un utile strumento per effettuare una valutazione semplificata dell'interazione tra edifici contigui, e consente anche di studiare l'efficacia di eventuali interventi di rinforzo.

Il programma richiede che l'utente inserisca dei parametri fino ad arrivare alla definizione di alcuni indici.

L'indice I_1 definisce 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 per pareti parallele all'azione del sisma, 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.

L'indice I_2 esprime il rapporto adimensionale 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

⁹³ Bernardini e Modena, 1986; Bernardini ed altri, 1988; la versione utilizzata in questo studio è la Visual Basic 4.0 del 2001, approfondita da M.R. Valluzzi con i contributi di G. Benincà, E. Barbetta e M. Munari.

ai muri trasversali nelle zone nodali). Per calcolare 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.

L'indice I_3 è la somma pesata dei punteggi dei fattori parziali di vulnerabilità considerati nella scheda G.N.D.T.⁹⁴ di II livello, ovvero un numero compreso tra 0 (edificio a regola d'arte) e 1. Questo valore è un parametro empirico che tiene conto di fattori qualitativi non considerati dai parametri di calcolo, ovvero scartando quelli implicitamente valutati nella valutazione degli altri due indici.

La valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio utilizzando la metodologia *Vulnus* si esplica mediante la combinazione degli indici I_1 , I_2 , I_3 e tenendo in considerazione la qualità delle informazioni alla base del calcolo. Il programma, inserendo i valori di accelerazione forniti dalla normativa, restituisce una serie di risultati che permettono un'analisi della vulnerabilità sismica dell'edificio, o del nucleo in cui è inserito. Una fase successiva permette di 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 EMS98⁹⁵. 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 anti-sismica. 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 verificabilità⁹⁶.

Il primo passo per l'individuazione degli indici I_1 e I_2 consiste nella compilazione della scheda di rilievo, contenente dati catastali, il disegno schematico della pianta più rappresentativa dell'edificio (in cui vengono individuati con una sigla le pareti, i setti e i nodi), materiale delle pareti e stato di conservazione, numero dei piani, tipologia dei solai, regolarità in pianta, altezza dell'edificio, superficie in pianta dell'edificio, orditura dei solai, regolarità degli impalcati, contenimento delle pareti.

Un'altra sezione riguarda poi le caratteristiche delle pareti.

⁹⁴ [12] L. Binda, A. Borri, G. Cardani, F. Doglioni, *Scheda qualità muraria: relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria*.

⁹⁵ Scala Macrosismica Europea (EMS, la versione aggiornata del 1998 è EMS98), rileva la forza degli effetti di un terremoto in una zona specifica, si compone di 12 suddivisioni.

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

UNIVERSITA' DI PADOVA – DIPARTIMENTO di COSTRUZIONI e TRASPORTI

Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura

Dati relativi alla scheda					Individuazione catastale					
Comune :					Foglio :					
Provincia :					Allegato :					
Scheda n. :					Mappale :					
Data :										
Squadra :										
Pianta schematica dell'edificio					Caratteristiche generali dell'edificio					
					Materiale Pareti (A)	Conservazione Materiale (B)	Numero Piani	Tipo Solai (C)	Regolarità Pianta (D)	
					Altezza Edificio (cm)	Superficie Edificio (m ²)	Orditura Solai (F)	Regolarità Impalcati (G) (piano irregolare)		
					Numero cordoli perimetrali :					
					Contenimento sulle pareti parallele alla direzione X Y					
					Coefficiente d'Attrito μ (+)	Numero Catene (+)	Lunghezza prospetto (cm)	Coefficiente d'Attrito μ (+)	Numero Catene (+)	Lunghezza prospetto (cm)
Caratteristiche delle pareti										
Inice Parete	Direzione Parete	Nodo Iniziae Setto	Numero Setto	Nodo Finale Setto	Spessore Piano Terra (cm) (++)	Lunghezza Setto (cm)	Lunghezza Fori (cm)	Spalle Estremità (E)	Spessore Piano Ultimo (cm)	Piani Edificio Contiguo (+++)

	+	: Si deve inserire il valore del coefficiente d'attrito μ solo nel caso di assenza di cordoli
	++	: Nel caso di setto comune ad un edificio contiguo scomporre in proporzione al numero di piani
	+++	: Nel caso di setti interni o comuni ad edifici contigui segnare -1

Tabella 5.4-1: Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura.

CALCOLO INDICE I_1

Come precedentemente accennato, Vulnus considera due tipologie di meccanismi, quelli nel piano e quelli fuori piano. Generalmente questi ultimi sono quelli più pericolosi, che portano al collasso la struttura.

Per quanto riguarda i meccanismi di rottura nel piano, oltre alle ipotesi generali considerate da Vulnus occorre assumere, a favore di sicurezza, che le pareti parallele alla direzione del sisma considerata siano soggette all'intera azione orizzontale ad essa trasferita attraverso i meccanismi di resistenza flessionale delle pareti ortogonali collegate attraverso i solai.

Per ciascuna delle due direzioni principali dell'edificio, il programma valuta il rapporto tra il valore critico dell'accelerazione orizzontale media sulle masse dell'edificio e l'accelerazione di gravità.

Algebricamente, si esprime come:

$$\frac{V}{W} = I_1 = \frac{\left(\frac{f_t}{1,5} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \cdot F_t \cdot \frac{k_1}{k_2} \right)}{W}$$

Dove:

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

$$\sigma_0 = \frac{W}{F_t} = \gamma_s h n \left(\frac{F_t''}{F_t} + \frac{q}{\gamma_s h f_i} \right)$$

n è il numero dei piani;
 q è il carico per unità di superficie del solaio nella situazione sismica;
 f_i è il rapporto tra la superficie dei muri F_t 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;
 F_t'' è il valore medio della superficie totale delle murature, depurata dai fori;
- F_t è la superficie totale delle murature in pianta, depurata dei fori, in corrispondenza al piano terra;
- k_1 è il rapporto tra la superficie dei muri paralleli alla direzione del sisma e la superficie totale F_t ;
- k_2 è il coefficiente di amplificazione della sollecitazione tangenziale dipendente dagli effetti di eccentricità delle masse rispetto alla distribuzione in pianta dei muri.

L'errore che si ha dovuto alla semplificazione introdotta (considerare il carico verticale uniformemente distribuito su tutti i muri) è abbastanza piccolo, in quanto la tensione verticale dipende in modo prevalente 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 I_1 deve essere valutato come il minore dei due valori V/W calcolati con Vulnus per le due sezioni principali dell'edificio:

$$I_1 = \min \left(I_{1x} = \frac{V_x}{W}; I_{1y} = \frac{V_y}{W} \right)$$

Naturalmente, sono stati necessari particolari accorgimenti per quanto riguarda la considerazione di pareti in comune con edifici adiacenti.

CALCOLO INDICE I_2

Per quanto riguarda i meccanismi di rottura fuori piano, che vengono rappresentati dall'indice I_2 , sono stati individuati dei cinematismi relativi sia a strisce verticali che a strisce orizzontali di muratura e per ognuno di questi si è calcolato il rapporto tra l'accelerazione media orizzontale che attiva il meccanismo e l'accelerazione di gravità. Per convenzione, vengono definiti due contributi di resistenza: l'indice I_2' considera la resistenza di strisce verticali di muratura larghe 1m, semplicemente appoggiate, cioè senza resistenza a trazione, sulla fondazione e sui muri trasversali o vincolate ai solai; I_2'' considera la resistenza ad arco o a trave di strisce orizzontali di muratura vincolate alle pareti trasversali (parallele alla direzione del sisma).

L'indice finale I_2 corrisponde al valore minore della somma di I_2' e I_2'' calcolata per ciascuna parete. Nel calcolo dei due contributi si assume che:

- la distribuzione delle masse, compresa quella dei solai, sia uniforme sull'altezza, e corrispondente al peso specifico equivalente, definito come: $\gamma_e = \gamma_s (1 - p_f) + \frac{q}{h \cdot f_1}$ dove p_f è la percentuale di foratura delle pareti;
- le accelerazioni siano proporzionali alla quota rispetto al piano di campagna (piano inferiore nel caso di terreno in pendenza);

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

$$c_1 = \frac{f_t}{\gamma_e \cdot h}; \quad c_2 = \frac{f_c}{\gamma_e \cdot h};$$

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 profonde un metro

Nell'ambito dell'analisi di questi elementi di muratura, Vulnus considera la verifica al ribaltamento globale del muro (da notare che tale verifica è indipendente dal valore di resistenza della muratura) e il ribaltamento o la rottura a flessione del muro all'ultimo piano per pressioni di contenimento piuttosto alte (dove si considera per semplicità che

l'accelerazione e quindi il carico distribuito all'ultimo piano sia costante e pari a quella media dei piani).

Cinematismi per strisce orizzontali alte un metro

Per quanto riguarda quest'altra tipologia, per ogni parete le strisce orizzontali vengono suddivise in campate, di lunghezza l , vincolate in punti nodali alle pareti trasversali (ma non ai solai), resistenti alle azioni ortogonali:

- come travi incastrate ai nodi stessi fino al limite della 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 inoltre verificata in ogni nodo la resistenza al distacco delle strisce dalle pareti trasversali (valore critico dell'accelerazione a_3), mentre la resistenza al taglio delle strisce orizzontali non risulta mai limitativa.

Effetti di interazione tra edifici contigui

Successivamente alla definizione dei cinematismi elementari fuori piano, Vulnus calcola i valori degli indici I_2' e I_2'' di ogni cinematismo considerato, per tutti i setti, grazie ad una modifica introdotta al programma⁹⁷ è anche possibile visualizzare tutti questi valori calcolati dalla procedura per ogni meccanismo e per ogni setto.

Occorre osservare che nella determinazione dell'indice I_2 non vengono considerati tutti i valori calcolati, in quanto alcuni meccanismi vengono ritenuti dalla procedura non attivabili.

Come accennato precedentemente, nel calcolo di I_2' vengono considerate solo le pareti esterne non in comune ad altri edifici, mentre per determinare I_2'' occorre individuare il tipo di nodo presente ad ognuna delle estremità del setto in esame, in modo da capire quali sono i cinematismi 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 dalla parete ortogonale al setto).

Per poter comprendere meglio le modalità di classificazione di Vulnus, sono riportate le definizioni dei nodi in Tabella 5.4-2

⁹⁷ Zanette, 2000.

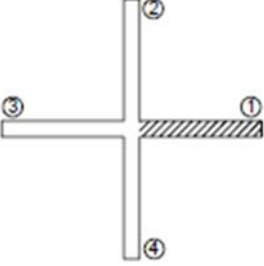
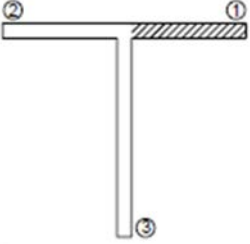
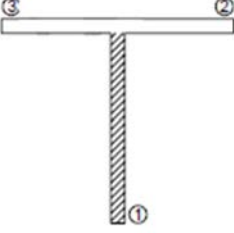
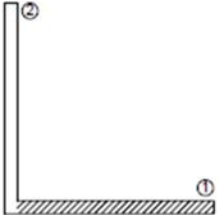
TIPO DI NODO	
<p>NODO A CROCE</p> 	<p>Meccanismi di rottura possibili:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rottura a flessione - Rottura a compressione dell'arco <p>Meccanismi di rottura non attivabili:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Distacco della parete ortogonale al setto - Ribaltamento della spalla ortogonale al setto per spinta dell'arco
<p>NODO A T INTERMEDIO</p> 	<p>Meccanismi di rottura possibili:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rottura a flessione - Rottura a compressione dell'arco - Distacco della parete ortogonale al setto <p>Meccanismi di rottura non attivabili:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Ribaltamento della spalla ortogonale al setto per spinta dell'arco
<p>NODO A T ESTREMALE</p> 	<p>Meccanismi di rottura possibili:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rottura a flessione - Rottura a compressione dell'arco - Ribaltamento della spalla ortogonale al setto per spinta dell'arco <p>Meccanismi di rottura non attivabili:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Distacco della parete ortogonale al setto
<p>NODO A L</p> 	<p>Meccanismi di rottura possibili:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rottura a flessione - Rottura a compressione dell'arco - Ribaltamento della spalla ortogonale al setto per spinta dell'arco - Distacco della parete ortogonale al setto

Tabella 5.4-2: Effetti di interazione tra edifici contigui (Manuale d'uso Vulnus).

CALCOLO INDICE I_3

Gli ulteriori fattori (positivi e negativi) che non sono stati tenuti in conto nelle procedure di calcolo di I_1 e I_2 vengono considerati nella determinazione dell'indice I_3 .

Il primo passo è la compilazione della scheda di vulnerabilità di II livello per edifici in muratura realizzata dal G.N.D.T., per ogni edificio dell'aggregato considerato.

Questa scheda era stata inizialmente predisposta per il calcolo dell'indice G.N.D.T. Normalizzato (tra 0 e 1), che determina la vulnerabilità di un singolo edificio in funzione degli undici parametri ritenuti rappresentativi della propensione del manufatto a subire danni in funzione di un evento sismico. Ai fini dell'individuazione dell'indice I_3 , Vulnus considera solo sette degli undici parametri raccolti tramite la suddetta scheda (i rimanenti vengono scartati perché sono quelli già considerati per calcolare I_1 e I_2).

L'indice I_3 fornisce quindi la misura, variabile tra 0 e 1, delle carenze strutturali del fabbricato in esame, si esprime tramite un valore compreso tra 0 e 1, dove $I_3=0$ implica il rispetto delle norme antisismiche e un buono stato di conservazione dell'edificio. Il calcolo di I_3 non si differenzia nel caso in cui l'edificio sia isolato o inserito in un nucleo edilizio.

PROCEDURA DI CALCOLO DELLA VULNERABILITA'

Gli indici precedentemente determinati sono trasformati in sottoinsiemi sfuocati nel loro intervallo di definizione, al fine di considerare l'incertezza legata alla stima di alcune grandezze non misurabili direttamente (come la profondità delle fondazioni), della variabilità di alcuni parametri fisici caratterizzanti i materiali di cui sono costituiti gli edifici in esame (ad esempio la resistenza a compressione o a trazione), e di eventuali imprecisioni ed errori nel processo di rilevazione. Questa considerazione si concretizza mediante l'uso di "misure (o variabili) fuzzy".

Il vantaggio nell'usare la teoria degli insiemi sfocati sta nella possibilità di trarre concetti privi di esatti confini, dove il passaggio tra un elemento appartenente all'insieme e uno che non vi appartiene non è netto ma graduale.

La vulnerabilità viene dunque calcolata mediante un modello deterministico, applicato a grandezze sfuocate. Il modello utilizzato calcola la probabilità di sopravvivenza dell'edificio (ovvero la complementare alla probabilità di collasso V_u) con una funzione iperbolica. La funzione che descrive la vulnerabilità divide il piano nella "zona certamente sicura", con $V_u=0$, e nella "zona certamente insicura", con $V_u=1$. Nella zona di transizione (V_u compreso tra 0 e 1), V_u assume il significato di "grado di appartenenza alla zona insicura", oppure di "probabilità di collasso" dell'edificio, condizionata rispetto alle variabili I_1 , I_2 e A . In tale zona le curve a V_u costante costituiscono una famiglia di iperboli per le quali è costante anche il parametro u , e risulta $0 < u < 1$, ovvero V_u è compreso tra il confine della zona insicura e la zona sicura. 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 $I_1=I_2$.

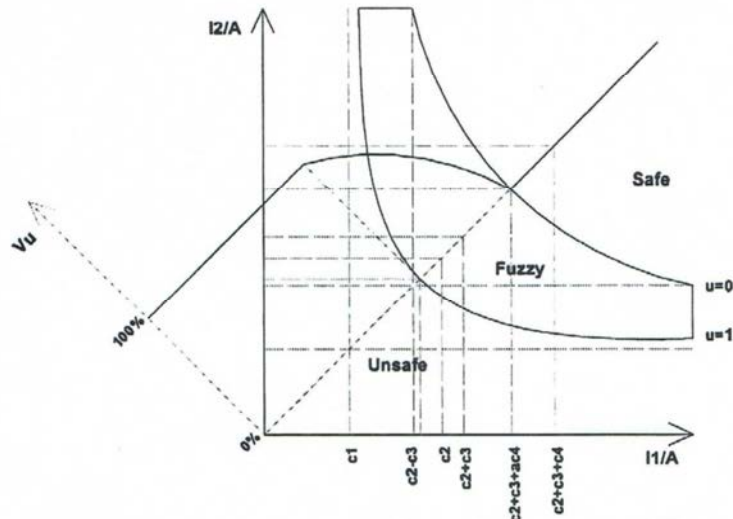


Figura 5.4-1: Rappresentazione della funzione di vulnerabilità (Bernardini ed altri), [M2] Manuale d'uso di Vulnus.

L'ampiezza della zona di transizione è condizionata dal parametro a , che riassume l'influenza di una serie di fattori qualitativi dell'edificio (i parametri della scheda di II livello del G.N.D.T.), definito nell'intervallo variabile tra 0 e 1.

È importante notare che a parità di I_1 e di I_2 , la funzione cresce in modo monotono con a .

I valori con cui è stato tarato il modello sono stati ricavati confrontando le previsioni di probabilità di collasso fornite da Vulnus e con i danni osservati su edifici colpiti da terremoto:

- $c_1 = 0.5$ 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 condizione 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 condizione 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 e conclusioni al caso in cui I_1 e I_2 assumano valori differenti.

5.4.2. Applicazione della metodologia all'edificio oggetto di studio

Nella scelta su come approcciarsi a questo caso studio si è deciso di fare un confronto, trascurando nel primo caso l'eventuale presenza di presidi sismici, come cordoli o tiranti, e considerandoli adeguatamente in un secondo caso. Per completezza, si è scelto di considerare un ulteriore caso, mantenendo le ipotesi del secondo, ma considerando parametri meccanici riferiti ad un livello di conoscenza più approfondito dell'edificio.

5.4.2.1. Descrizione del modello V1

Nella realizzazione del primo modello, si è ipotizzato che le pareti siano composte da muratura a conci sbozzati, coerentemente con le valutazioni fatte precedentemente. I dati relativi alle caratteristiche dei materiali sono quelli riportati dalla normativa, considerando, a favore di sicurezza, i valori peggiori (LC1)⁹⁸.

Materiale	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E[N/mm ²]	G[N/mm ²]	W[kN/m ³]
Muratura a conci sbozzati	200	3,5	1230	410	20

Tabella 5.4-3: Valori caratteristici da normativa, riferiti a LC1.

Resistenza a trazione = $\tau_0 * 1,5 = 5,25$ N/cm²

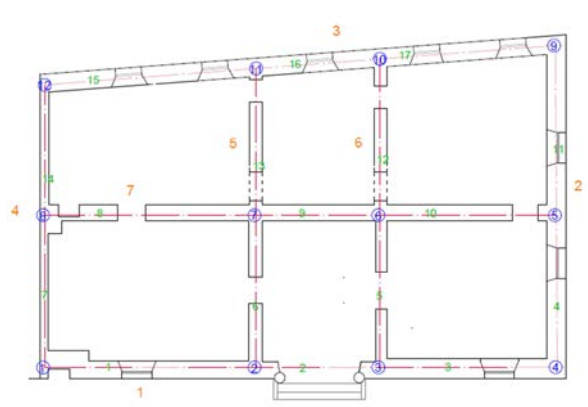
Si è ipotizzato che i solai siano in legno, scegliendo la tipologia 3 (solai di tipo leggero , 3,0 kN/m²) tra quelle offerte dal programma. L'edificio è stato definito regolare dal punto di vista geometrico, e si considera che i solai siano orditi in direzione Y. In questo primo caso non sono stati considerati elementi in grado di diminuire la vulnerabilità sismica dell'edificio. La scheda è stata quindi così compilata:

⁹⁸ Circolare, C8A.2, *Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature*, tabella C8A.2.1.

5. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

UNIVERSITA' DI PADOVA – DIPARTIMENTO di COSTRUZIONI e TRASPORTI

Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura

Dati relativi alla scheda					Individuazione catastale					
Comune : Belluno Provincia : Belluno Scheda n. : 1 Data : 25/11/2013 Squadra : 1					Foglio : 71 Allegato : 7 Mappale : 230					
Pianta schematica dell'edificio					Caratteristiche generali dell'edificio					
					Material e Pareti (A) 2	Conservazion e Materiale (B) 3	Numero Piani 4	Tipo Solai (C) 3	Regolarità Pianta (D) 2	
					Altezza Edificio (cm) 1768	Superficie Edificio (m ²) 253,57	Orditura Solai (F) y	Regolarità Impalcati 2 (G) (piano irregolare)		
					Numero cordoli perimetrali : 0					
					Contenimento sulle pareti parallele alla direzione					
X					Y					
Coefficiente d'Attrito μ (+) 0,05	Numero Catene 0	L. prod'Attrito spe(+) (cm) 100	Coefficiente d'Attrito μ (+) 0,15	Numero Catene 0	L. prod'Attrito spe(+) (cm) 100					
Caratteristiche delle pareti										
Indice Parete	Direzione Parete	Nodo Iniziale Setto	Numero Setto	Nodo Finale etto	Spessore Piano Terra (cm)(++)	Lunghezza Setto (cm)	Lunghezza Fori (cm)	Spalle Estremi tà (E)	Spessor e Piano Ultimo (cm)	Piani Edificio Contigu o (++)
1	+360	1	1	2	70	816	115	2	70	0
1	+360	2	2	3	65	476	305	5	55	0
1	+360	3	3	4	79	682	148	2	43	0
2	+90	4	4	5	76	583	143	2	66	0
6	+90	3	5	6	42	583	145	2	42	-1
5	+90	2	6	7	52	583	100	2	26	-1
4	+90	1	7	8	90	583	0	2	66	3
7	+360	8	8	7	62	816	186	3	50	-1

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

7	+360	7	9	6	62	476	0	2	20	-1
7	+360	6	10	5	62	682	100	4	50	0
2	+90	5	11	9	76	653	142	2	66	0
6	+90	6	12	10	48	600	195	3	42	-1
5	+90	7	13	11	48	564	195	2	0	-1
4	+90	8	14	12	90	502	0	2	66	3
3	+4	12	15	11	70	815	280	4	70	0
3	+4	11	16	10	70	476	140	2	56	0
3	+4	10	17	9	70	680	270	4	70	0
+ : Si deve inserire il valore del coefficiente d'attrito μ solo nel caso di assenza di cordoli ++ : Nel caso di setto comune ad un edificio contiguo scorporare in proporzione al numero di piani +++ : Nel caso di setti interni o comuni ad edifici contigui segnare -1										

Tabella 5.4-4: Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura, modello V1.

Come riportato precedentemente, sono stati considerati tre valori di a/g .

I tre termini utilizzati per le analisi di vulnerabilità sono quindi:

- 0,273 (NTC 2008);
- 0,037 (terremoto del 1873);
- 0,016 (terremoto del 1936);

Dall'analisi dei risultati per i meccanismi di rottura nel piano delle pareti, si osserva che il programma restituisce un indice più soddisfacente in direzione X-X (0,563), che in direzione Y-Y (0,397).

Viene riportato il calcolo dell'indicatore di rischio sismico α_u in funzione dello stato limite di riferimento:

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

dove:

PGA_C = accelerazione al suolo corrispondente alla capacità ultima dell'edificio;

$PGA_{10\%}$ = accelerazione al suolo attesa con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a:

$$a_g \times S = 2,678 \times 1,137 = 3,045$$

$$\alpha_u = \frac{q \cdot I_1}{S \cdot F_0 a_g}$$

dove:

q = coefficiente di struttura pari a 3;

S = coefficiente di amplificazione dovuto ad effetti del sito = 1,137

F_0 = fattore di amplificazione spettrale corrispondente all'accelerazione ultima dell'edificio = 2,411

In questo caso si ottiene dunque:

in direzione X-X, con $I_1 = 0,772$

$$\alpha_u = 0,318$$

in direzione Y-Y, con $I_1 = 0,545$

$$\alpha_u = 0,224$$

Nel caso dei meccanismi fuori piano delle pareti, si è evidenziato come il meccanismo più gravoso riguarda il ribaltamento di strisce di piano verticali, specialmente in corrispondenza di maschi murari molto snelli (parete 3 setto 17).

$$\text{Si noti come: } \alpha_u = \frac{PGA_C}{PGA_{10\%}} \rightarrow \alpha_u = \frac{S \cdot I_2 \cdot g}{S \cdot a_g}$$

All'indice I_2 minimo = 0,341 corrisponde

$$\alpha_u = I_2/PGA = 1,25$$

ANALISI DI VULNERABILITA'

Si riportano anche ulteriori dati risultanti dall'analisi elaborata dal programma:

Indice 2 max = 1,901 (parete 3 setto 16)

Indice 2 valore medio = 0,739

Indice $I_1/I_2 = 1,6$

Per procedere alla fase successiva dell'analisi, è necessario compilare la scheda GNDT di secondo livello, di cui si riportano solo i riferimenti finali (per la consultazione completa della scheda si rimanda all'allegato).

TIPO E ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE		QUALITA' DEL SISTEMA RESISTENTE		RESISTENZA CONVENZIONALE		POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONE		ORIZZONTAMENTI		CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA		CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE		D _{MAX} MURATURE		COPERTURA		ELEMENTI NON STRUTTURALI		STATO DI FATTO	
Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info
C	M	C	B	B	B	D	B	D	B	B	E	A	E	B	M	B	M	C	M	C	M

Tabella 5.4-5: Risultati della scheda GNDT di secondo livello, modello V1.

$I_3 = 0,64$

$I_{GNDT} = 202,5$

I GNDT Norm = 0,529

Una volta individuati i valori dell'indice I3, è stato possibile fornire un giudizio di vulnerabilità relativo ai diversi valori di a/g dei terremoti considerati. Si tratta di un giudizio di natura qualitativa, che rientra all'interno di questa scala:

0= molto piccola

1= piccola

2= media

3= grande

4= molto grande

PGA/g = 0,273: classe di vulnerabilità MEDIA

PGA/g = 0,037 : classe di vulnerabilità MOLTO PICCOLA

PGA/g = 0,016: classe di vulnerabilità MOLTO PICCOLA

FREQUENZE ATTESE DI DANNO

La vulnerabilità può essere definita anche determinando i valori attesi di danno grave $E[Vg^*]$, in funzione del rapporto PGA/g, ovvero tra accelerazione di picco e accelerazione di gravità.

Vulnus fornisce dei diagrammi costituiti da tre curve che rappresentano dei limiti superiori, inferiori e i valori centrali, chiamate "Curve di fragilità". Essi sono necessari a stimare il valore atteso di frequenza di danno grave per ogni valore di PGA/g e l'incertezza legata a tale valore: la zona compresa tra il limite inferiore e superiore rappresenta l'intervallo dei più probabili valori di frequenza attesa di danno grave.

In riferimento ai valori di $E(Vg)$ relativi ai diversi rapporti PGA/g, vengono elaborati dei grafici costituiti dalle tre curve di fragilità e dai valori di a/g relativi ai terremoti analizzati.

	PGA/g = 0,016	PGA/g = 0,037	PGA/g = 0,273
E[Vg] Low	0	0	0,0727
E[Vg] White	0	0,0204	0,4194
E[Vg] Up	0	0,05	0,7196

Tabella 5.4-6: Valori di aspettazione di danno al variare di PGA/g, modello V1.

Si osserva che per il valore di PGA/g = 0,273 (da normativa) si ottiene un valore di $E[Vg]$ pari al 42% circa in un intervallo di valori variabili tra il 7% e il 72%.

La percentuale si riduce in maniera notevole per gli altri due valori di PGA/g: per PGA = 0,037 si ha un valore di $E[Vg]$ pari al 2% in un intervallo compreso tra 0 e 5%, mentre per PGA/g = 0,016 i valori sono stabilmente approssimabili a zero.

Si noti come all'aumentare del rapporto PGA/g cresca il valore di aspettazione di danno grave.

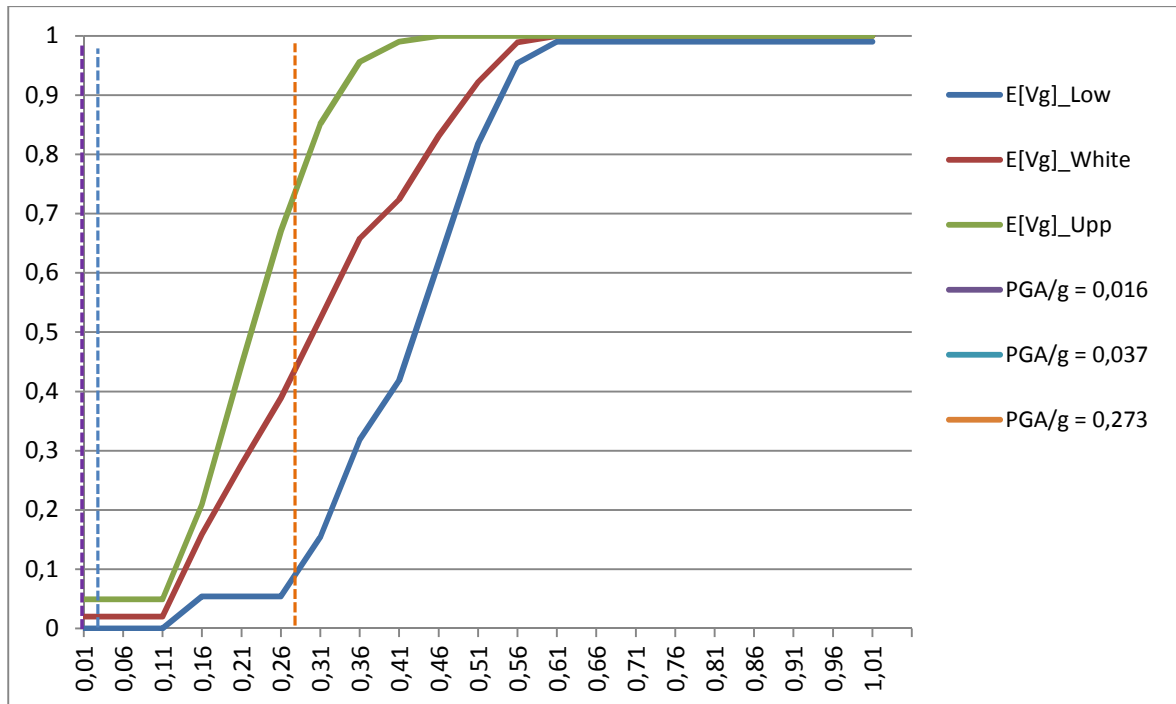


Figura 5.4-2: Grafico che esprime la vulnerabilità, modello V1.

Dalla lettura del grafico emerge che è possibile individuare tre fasi specifiche:

- Prima fase, con valori di PGA/g compresi tra 0,01 e 0,1, con valori costanti di vulnerabilità bassa, corrispondenti a danni strutturali lievi.
- Seconda fase, di crescita, in cui il limite superiore e medio aumentano con pendenze diverse ed elevate, mentre il limite inferiore, dopo una breve fase di crescita, si stabilizza su valori costanti fino a PGA/g pari a 0,54, per poi riprende la crescita con inclinazione uguale a quella delle altre due curve.
- Terza fase, raggiunta dai limiti superiori per PGA/g pari a 0,46 e dai restanti per valori superiori a 0,56, in cui viene raggiunto il massimo valore, corrispondente a danni strutturali gravissimi, con conseguente crollo della struttura.

Questi dati confermano i giudizi di vulnerabilità ottenuti nell'analisi precedente, considerando come per valori di PGA/g pari a 0,016 e 0,037 si ottengano risultati simili, giustificando l'appartenenza di entrambi alla classe di vulnerabilità molto piccola.

ATTRIBUZIONE DELLA CLASSE DI VULNERABILITA' MACROSISMICA

Una volta individuate le curve di aspettazione di danno, si può classificare l'edificio in base ad un confronto tra la curva di fragilità ricavata da Vulnus e quella definita nella ESM 98. Vulnus fornisce infatti dei grafici preliminari che permettono il confronto diretto tra la vulnerabilità cumulativa bianca ottenuta per l'edificio studiato e gli andamenti definiti dalla scala di intensità EMS 98 per le classi macrosismiche A, B e C (in cui A corrisponde alla classe più gravosa) per matrici di probabilità di danno > D2 (moderato), e > D3 (grave).

Il programma permette all'utente di scegliere la relazione da usare come legame PGA/g-Intensità macrosismica, in questo studio è stato scelto quello secondo Petrini. Una volta stabilito che i valori maggiormente significativi sono quelli ottenuti considerando una

probabilità di danno > D2, è possibile confrontare le curve di fragilità di Vulnus con quelle ricavate dalle DPM binomiali ottenute dalla scala EMS98.

Si è quindi classificato l'edificio allo studio come appartenente alla classe EMS 98 C.

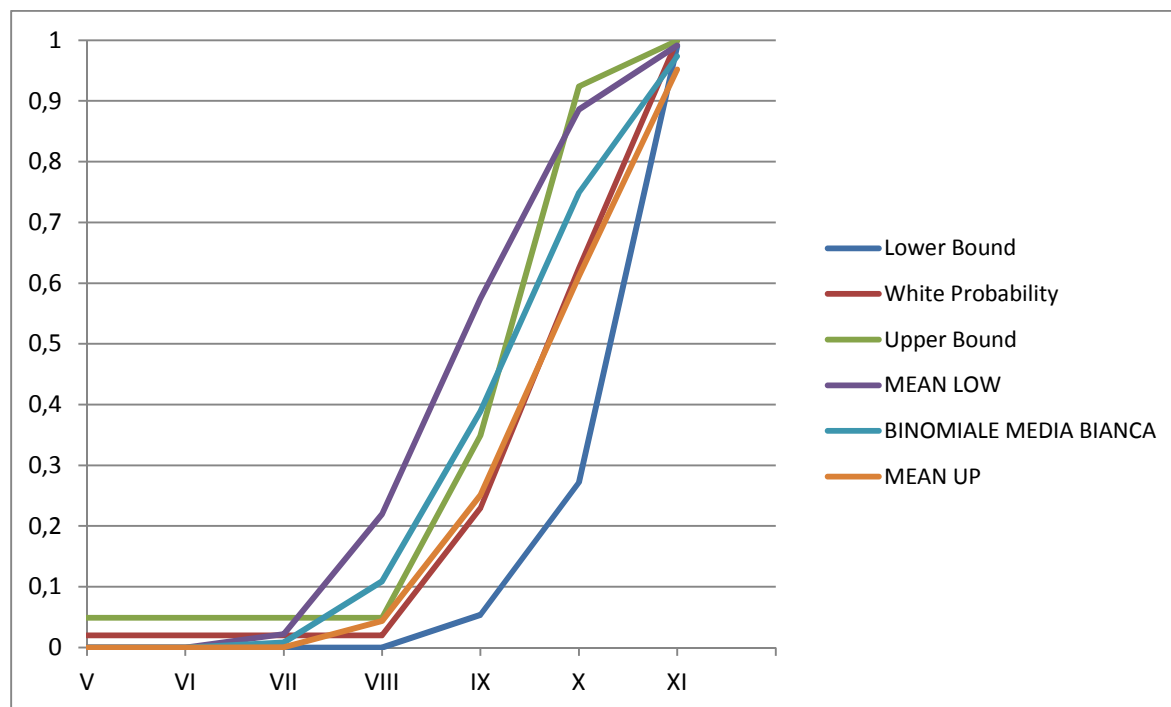


Figura 5.4-3: Scala EMS98 C, probabilità di danno > D2, modello V1.

Questo caso presenta una sovrapposizione dei valori elaborati da Vulnus (white probability) e la binomiale media bianca non molto soddisfacente, quindi le previsioni fornite da Vulnus e quelle ottenute tramite il calcolo della binomiale media bianca potrebbero non risultare simili tra loro.

5.4.2.2. Descrizione del modello V2

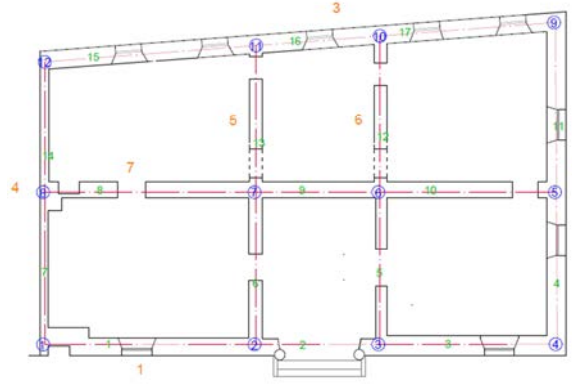
Successivamente si è provveduto a ripetere la procedura, utilizzando sempre dati derivanti da un LC1, considerando questa volta anche la presenza di due cordoli e di alcuni tiranti, la cui posizione è stata ipotizzata basandosi sulla presenza di capochiave visibili dall'esterno. Gli altri parametri di definizione dell'edificio sono rimasti inalterati.

Per la definizione delle caratteristiche dei materiali sono stati quindi presi i valori che la normativa associa ad un Livello di Conoscenza 1, già utilizzati nell'analisi precedente (vedi Tabella 5.4-3)

5. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

UNIVERSITA' DI PADOVA – DIPARTIMENTO di COSTRUZIONI e TRASPORTI

Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura

Dati relativi alla scheda					Individuazione catastale						
Comune : Belluno Provincia : Belluno Scheda n. : 2 Data : 25/11/2013 Squadra : 1					Foglio : 71 Allegato : 7 Mappale : 230						
Pianta schematica dell'edificio					Caratteristiche generali dell'edificio						
					Materiale Pareti (A)	Conservazione Materiale (B)	Numero Piani	Tip o Sol ai (C)	Regolarità Pianta (D)		
					2	3	4	3	2		
					Altezza Edificio (cm)	Superficie Edificio (m ²)	Orditura Solai (F)	Regolarità Impalcati			
					1768	253,57	y	2 (G) (piano irregolare)			
					Numero cordoli perimetrali : 2						
					Contenimento sulle pareti parallele alla direzione						
					X		Y				
Coefficiente d'Attrito μ (+)		Numero Catene		Lunghezza	Coefficiente d'Attrito μ (+)		Numero Catene		Lunghezza prospetto (cm)		
0,05		3		1190	0,15		6		100		
Caratteristiche delle pareti											
Indice Parete	Direzione Parete	Nodo Iniziale Setto	Numero Setto	Nodo Finale Setto	Spessore Piano Terra (cm)(++)	Lunghezza Setto (cm)	Lunghezza Fori (cm)	Spalle Estremità (E)	Spessore Piano Ultimo (cm)	Piani Edifici Contiguo (+++)	
1	+360	1	1	2	70	816	115	2	70	0	
1	+360	2	2	3	65	476	305	5	55	0	
1	+360	3	3	4	79	682	148	2	43	0	

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

2	+90	4	4	5	76	583	143	2	66	0
6	+90	3	5	6	42	583	145	2	42	-1
5	+90	2	6	7	52	583	100	2	26	-1
4	+90	1	7	8	90	583	0	2	66	3
7	+360	8	8	7	62	816	186	3	50	-1
7	+360	7	9	6	62	476	0	2	20	-1
7	+360	6	10	5	62	682	100	4	50	-1
2	+90	5	11	9	76	653	142	2	66	0
6	+90	6	12	10	48	600	195	3	42	-1
5	+90	7	13	11	48	564	195	2	0	-1
4	+90	8	14	12	90	502	0	2	66	3
3	+4	12	15	11	70	815	280	4	70	0
3	+4	11	16	10	70	476	140	2	56	0
3	+4	10	17	9	70	680	270	4	70	0
+ : Si deve inserire il valore del coefficiente d'attrito μ solo nel caso di assenza di cordoli ++ : Nel caso di setto comune ad un edificio contiguo scompare in proporzione al numero di piani +++ : Nel caso di setti interni o comuni ad edifici contigui segnre -1										

Tabella 5.4-7: Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura, considerando presidi sismici, modello V2.

I valori di PGA sono gli stessi considerati precedentemente:

- 0,273 (NTC 2008);
- 0,037 (terremoto del 1873);
- 0,016 (terremoto del 1936);

Analogamente a quanto visto nel caso precedente, è interessante calcolare i corrispondenti valori dell'indicatore di rischio sismico.

Dall'analisi dei risultati per i meccanismi di rottura nel piano delle pareti, si osserva che il programma restituisce anche in questo caso un indice più soddisfacente in direzione X-X (0,563), che in direzione Y-Y (0,397).

In questo caso si ottiene dunque:

in direzione X-X, con $I_1 = 0,772$ $\alpha_u = 0,315$

in direzione Y-Y, con $I_1 = 0,545$ $\alpha_u = 0,223$

Si osserva come questi valori siano minori rispetto al caso precedente.

Per quanto riguarda i meccanismi fuori piano, i risultati di Vulnus evidenziano una vulnerabilità legata in questo caso ad una parete interna dell'edificio (parete 7 setto 10).

Indice 2 min = 0,665

 $\alpha_u = 2,44$

Anche in questo caso si evidenzia una diminuzione dell'indicatore di rischio sismico relativo al modello che considera un livello di conoscenza maggiore dell'edificio.

Ulteriori dati risultati dall'elaborazione sono:

Indice 2 max = 2,221 (parete 3 setto 16)

Indice 2 valore medio = 0,89

Indice I1/I2 = 0,818

ANALISI DI VULNERABILITA'

La scheda GNDT di II livello è stata compilata analogamente al caso precedente.

TIPO E ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE		QUALITA' DEL SISTEMA RESISTENTE		RESISTENZA CONVENZIONALE		POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONE		ORIZZONTAMENTI		CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA		CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE		D _{MAX} MURATURE		COPERTURA		ELEMENTI NON STRUTTURALI		STATO DI FATTO	
Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info
C	M	C	B	B	B	D	B	C	B	B	E	A	E	B	M	A	M	C	M	C	M

Tabella 5.4-8: Risultati della scheda GNDT di secondo livello, considerando i presidi sismici, modello V2.

Il programma ha riportato i seguenti risultati:

I3= 0,534

I GNDT = 172,5

I GNDT Norm = 0,45

Una volta individuati i valori dell'indice I3, è stato possibile fornire un giudizio di vulnerabilità relativo ai diversi valori di a/g dei terremoti considerati

PGA/g = 0,273: classe di vulnerabilità MEDIA

PGA/g = 0,037 : classe di vulnerabilità MOLTO PICCOLA

PGA/g = 0,016: classe di vulnerabilità MOLTO PICCOLA

L'inserimento di parametri migliorativi non ha comportato differenze nell'assegnazione della classe di vulnerabilità.

FREQUENZE ATTESE DI DANNO

Per quanto riguarda i valori attesi di danno grave, in questo secondo caso si riportano solo i risultati dei diagrammi dei tre limiti relativamente al valore di PGA/g maggiore,:

	PGA/g = 0,273
E[Vg] Low	0,0636
E[Vg] White	0,217
E[Vg] Up	0,324

Tabella 5.4-9: Valori di aspettazione di danno al variare di PGA/g, considerando presidi sismici, modello V2.

Si osserva che per il valore di PGA/g = 0,273 (da normativa) si ottiene un valore di E[Vg] pari al 25% circa, in un intervallo di valori variabili tra lo 0,06% e il 40%. Si tratta di valori leggermente diversi da quelli osservati nel caso precedente.

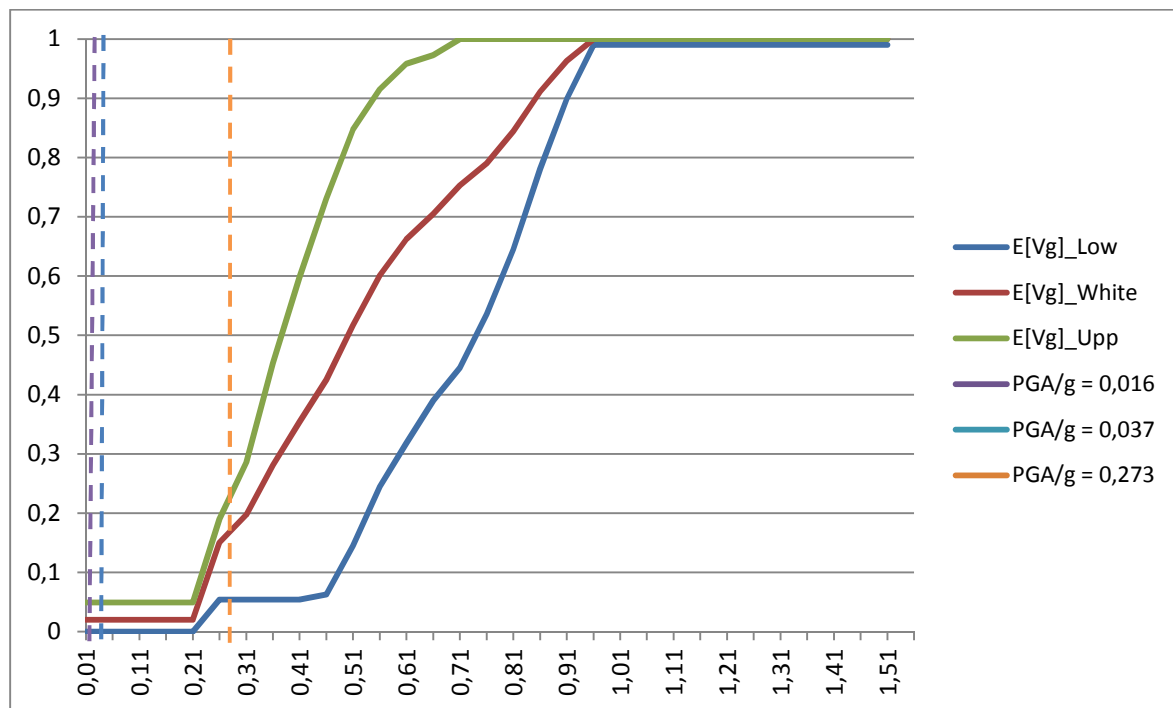


Figura 5.4-4: Vulnerabilità, considerando la presenza di presidi sismici, modello V2.

Dalla lettura del grafico emerge che è possibile individuare tre fasi specifiche:

- Prima fase, con valori di PGA/g compresi tra 0,01 e 0,21, con valori costanti di vulnerabilità bassa, corrispondenti a danni strutturali lievi.
- Seconda fase, di crescita, in cui il limite superiore e medio aumentano con pendenze diverse ed elevate, mentre il limite inferiore, dopo una breve fase di crescita, si stabilizza su valori costanti fino a PGA/g pari a 0,54, per poi riprende la crescita con inclinazione uguale a quella delle altre due curve.

- Terza fase, raggiunta dai limiti superiori per PGA/g pari a 0,70 e dai restanti per valori superiori a 0,91, in cui viene raggiunto il massimo valore, corrispondente a danni strutturali gravissimi, con conseguente crollo della struttura.

ATTRIBUZIONE DELLA CLASSE DI VULNERABILITA' MACROSISMICA

Viene riportata anche il grafico che mette a confronto le curve di fragilità di Vulnus con quelle ricavate dalle DPM binomiali ottenute dalla scala EMS98, dopo aver stabilito che anche in questo caso i valori maggiormente significativi sono quelli ottenuti considerando una probabilità di danno > D2.

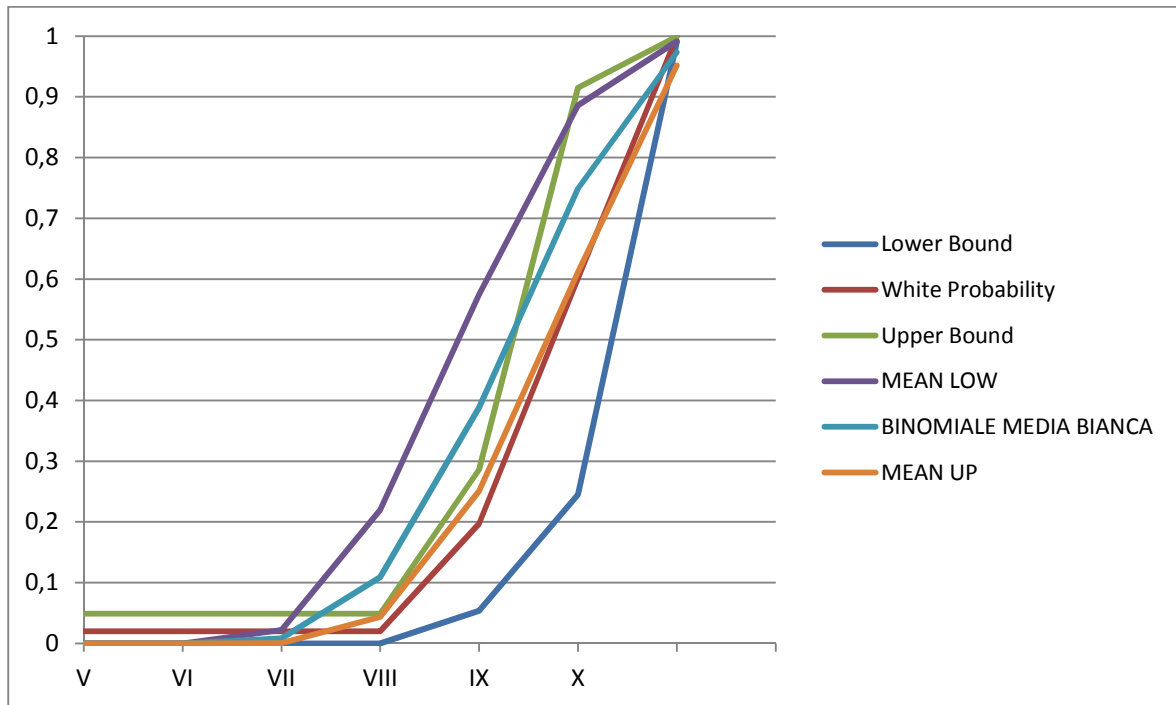


Figura 5.4-5: Scala EMS98 C, probabilità di danno > D2, considerando la presenza di presidi sismici, modello V2.

Il grafico risultante non presenta molte differenze rispetto a quello ottenuto nel caso di edificio non vincolato: la sovrapposizione dei valori elaborati da Vulnus (white probability) e la binomiale media bianca non risulta molto soddisfacente.

5.4.2.3. Descrizione del modello V3

Successivamente si è provveduto a ripetere la procedura, considerando questa volta oltre alla presenza di due cordoli e di alcuni tiranti, l'ipotesi di basarsi su una conoscenza più approfondita dell'edificio.

Per la definizione delle caratteristiche dei materiali sono stati quindi presi i valori che la normativa associa ad un Livello di Conoscenza 2, che vengono per semplicità riportati:

Materiale	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E[N/mm ²]	G[N/mm ²]	W[kN/m ³]
Muratura a conci sbozzati	250	4,3	1230	410	20

Tabella 5.4-10: Valori caratteristici da normativa, riferiti a LC2.

$$\text{Resistenza a trazione} = \tau_0 * 1,5 = 6,45 \text{ N/cm}^2$$

La compilazione della scheda è analoga a quanto visto precedentemente, si è scelto dunque di riportare solamente i risultati finali dell'analisi eseguita da Vulnus.

Dall'analisi dei risultati per i meccanismi di rottura nel piano delle pareti, si osserva che il programma restituisce anche in questo caso un indice più soddisfacente in direzione X-X (0,912), che in direzione Y-Y (0,644).

In questo caso si ottiene dunque:

$$\text{in direzione X-X, con } I_1 = 0,912 \quad \alpha_u = 0,373$$

$$\text{in direzione Y-Y, con } I_1 = 0,644 \quad \alpha_u = 0,263$$

Si osserva come questi valori siano maggiori rispetto ai casi precedenti.

Per quanto riguarda i meccanismi fuori piano, i risultati di Vulnus evidenziano una vulnerabilità maggiore in una parete esterna dell'edificio, in corrispondenza di un maschio murario particolarmente snello (parete 3, setto 17).

$$\text{Indice } 2 \text{ min} = 0,78 \quad \alpha_u = 2,86$$

Anche in questo caso si evidenzia una diminuzione dell'indicatore di rischio sismico relativo al modello che considera un livello di conoscenza maggiore dell'edificio.

Ulteriori dati risultati dall'elaborazione sono:

$$\text{Indice } 2 \text{ max} = 2,755 \text{ (parete 3 setto 16)}$$

$$\text{Indice } 2 \text{ valore medio} = 1,275$$

$$\text{Indice } I_1/I_2 = 0,825$$

ANALISI DI VULNERABILITA'

TIPO E ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE		QUALITA' DEL SISTEMA RESISTENTE		RESISTENZA CONVENZIONALE		POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONE		ORIZZONTAMENTI		CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA		CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE		D _{MAX} MURATURE		COPERTURA		ELEMENTI NON STRUTTURALI		STATO DI FATTO	
Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info	Classe	Qual. info
C	M	C	B	B	B	D	B	C	B	B	E	A	E	B	M	A	M	C	M	C	M

Tabella 5.4-11: Risultati della scheda GNDT di secondo livello, considerando i presidi sismici, modello V3.

L'inserimento dei dati derivanti dalla compilazione della scheda GNDT di II livello ha portato alla definizione dell'indice I3:

$$I3 = 0,534$$

$$I \text{ GNDT} = 172,5$$

$$I \text{ GNDT Norm} = 0,45$$

Una volta individuati i valori dell'indice I3, è stato possibile fornire un giudizio di vulnerabilità relativo ai diversi valori di a/g dei terremoti considerati.

PGA/g = 0,273: classe di vulnerabilità PICCOLA

PGA/g = 0,037 : classe di vulnerabilità MOLTO PICCOLA

PGA/g = 0,016: classe di vulnerabilità MOLTO PICCOLA

FREQUENZE ATTESE DI DANNO

Analogamente a quanto visto precedentemente, si riportano solo i risultati numerici dell'analisi di vulnerabilità eseguita dal programma tramite i valori attesi di danno grave E[Vg*], in funzione del rapporto PGA/g maggiore tra quelli considerati.

	PGA/g = 0,273
E[Vg] Low	0,0636
E[Vg] White	0,1659
E[Vg] Up	0,2222

Tabella 5.4-12: Valori di aspettazione di danno al variare di PGA/g, considerando presidi sismici, modello V3.

Si osserva che per il valore di PGA/g = 0,273 (da normativa) si ottiene un valore di E[Vg] pari al 17% circa, in un intervallo di valori variabili tra lo 0,06% e il 22%.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

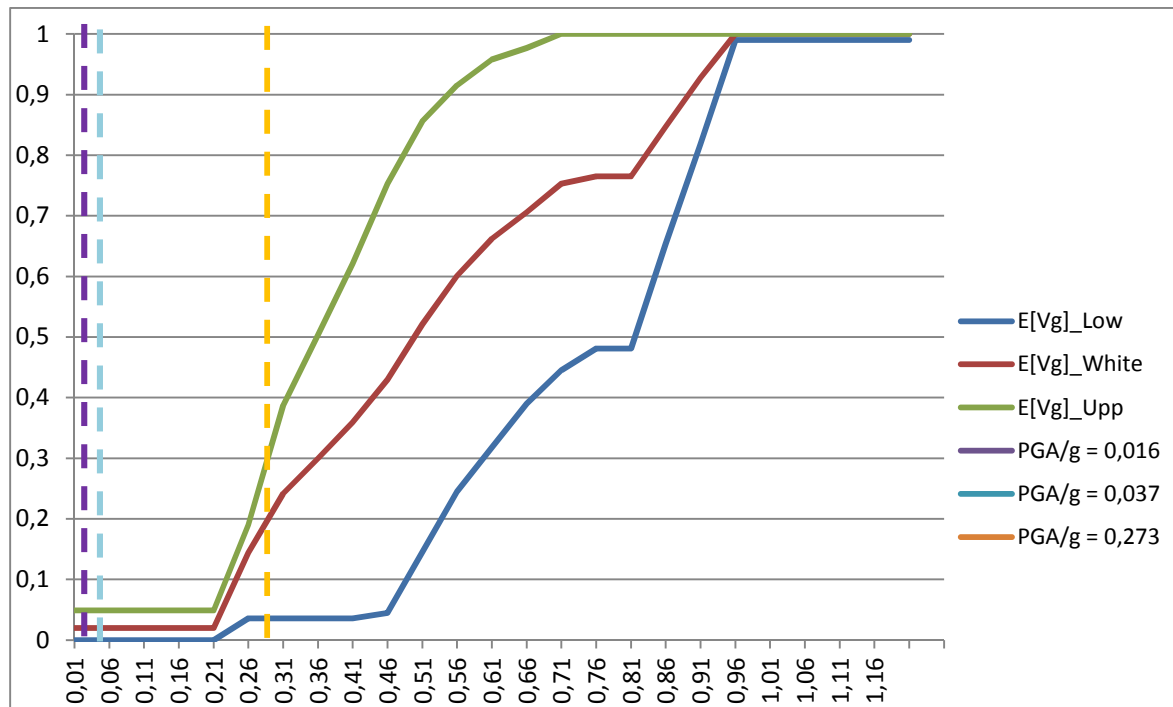


Figura 5.4-6: Vulnerabilità, considerando la presenza di presidi sismici, con LC2, modello V3.

Dalla lettura del grafico emerge che è possibile individuare tre fasi specifiche:

- Prima fase, con valori di PGA/g compresi tra 0,01 e 0,21, con valori costanti di vulnerabilità bassa, corrispondenti a danni strutturali lievi.
- Seconda fase, di crescita, in cui il limite superiore e medio aumentano con pendenze diverse ed elevate, mentre il limite inferiore, dopo una breve fase di crescita, si stabilizza su valori costanti fino a PGA/g pari a 0,46, per poi riprende la crescita con inclinazione uguale a quella delle altre due curve.
- Terza fase, raggiunta dai limiti superiori per PGA/g pari a 0,70 e dai restanti per valori superiori a 0,91, in cui viene raggiunto il massimo valore, corrispondente a danni strutturali gravissimi, con conseguente crollo della struttura.

ATTRIBUZIONE DELLA CLASSE DI VULNERABILITA' MACROSISMICA

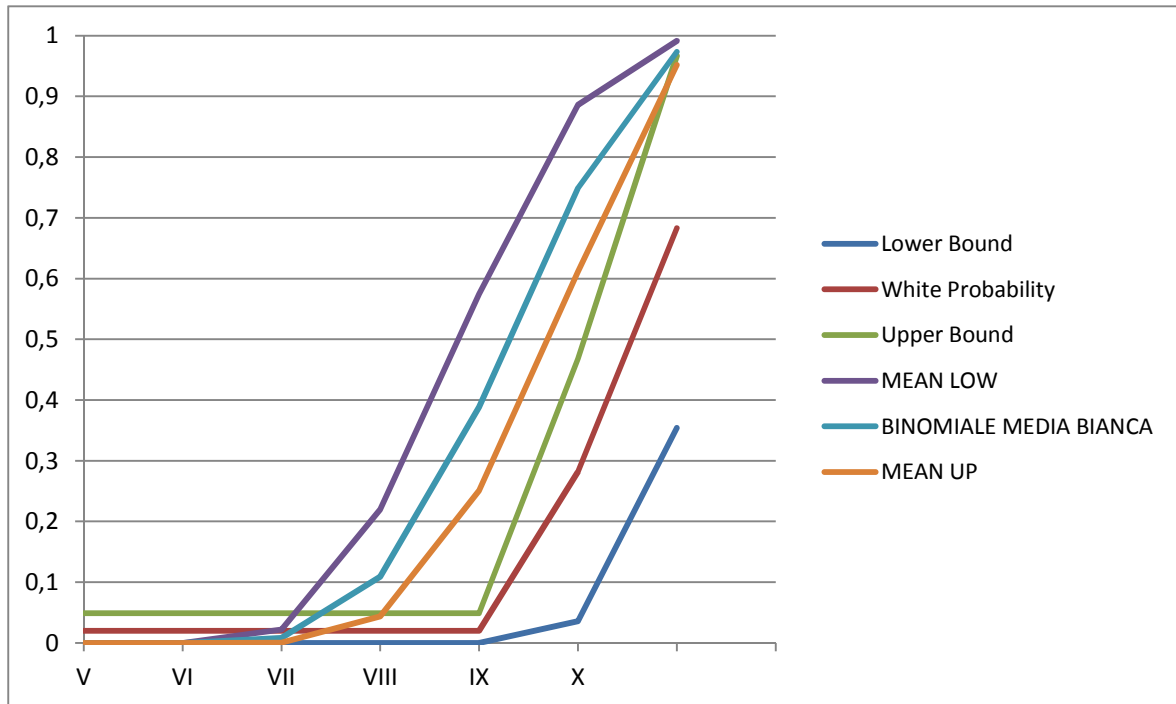


Figura 5.4-7: Scala EMS98 C, probabilità di danno > D2, considerando la presenza di presidi sismici, con LC2, modello V3.

La curva di vulnerabilità presenta valori quasi del tutto uguali a quelli osservati precedentemente, e l'edificio è stato anche questa volta classificato in classe C, rispetto alla scala di intensità EMS 98. Il grafico di confronto tra le curve di fragilità di Vulnus e quelle relative alla scala EMS 98, dopo aver osservato che i valori maggiormente significativi sono quelli ottenuti considerando una probabilità di danno > D2 non ha riportato differenze sostanziali rispetto alla situazione precedente.

5.4.3. Conclusioni relative alla metodologia Vulnus

La Tabella 5.2-1 permette di confrontare agevolmente i risultati dei forniti dal programma utilizzando i diversi modelli.

	I1 min XX	α_u	I1 min YY	α_u	I2 min	α_u	I3
Modello V1 senza presidi, LC1	0,77	0,32	0,55	0,22	0,34	1,25	0,64
Modello V2 con cordoli e catene, LC1	0,77	0,32	0,55	0,22	0,67	2,44	0,53
Modello V3 con cordoli e catene, LC2	0,91	0,37	0,64	0,26	0,78	2,86	0,53

Tabella 5.4-13: : Confronto tra i risultati ottenuti dalle analisi eseguite con i vari modelli, considerando $PGA/g = 0,273$.

	Modello V1	Modello V2	Modello V3
Classe di vulnerabilità	MEDIA	MEDIA	PICCOLA
E[Vg] Low	0,07	0,06	0,06
E[Vg] White	0,42	0,22	0,17
E[Vg] Up	0,72	0,32	0,22

Tabella 5.4-14: Confronto tra i risultati ottenuti dalle analisi eseguite con i vari modelli, considerando $PGA/g = 0,273$.

Coerentemente con le aspettative, l'indice relativo ai meccanismi di rottura nel piano è uguale nei primi due modelli, e aumenta nel terzo modello. Questo aumento è dovuto al miglioramento delle caratteristiche della muratura ottenute considerando un Livello di Conoscenza maggiore rispetto ai casi precedenti. In ogni caso comunque il risultato più sfavorevole si presenta con riferimento a sollecitazioni in direzioni Y, ovvero in direzione trasversale rispetto allo sviluppo dell'edificio.

Per quanto riguarda i meccanismi di rottura fuori piano l'introduzione dei presidi sismici (cordoli e catene) nel secondo modello ha portato ad un sensibile aumento del valore minimo dell'indice 2, da 0,34 a 0,67. Anche l'utilizzo di un LC maggiore, ha portato un aumento, anche se in proporzione molto minore. Questa considerazione sottolinea ancora una volta l'importanza di presidi sismici: nell'edificio oggetto di studio ne si è ipotizzata la presenza, è quindi di fondamentale importanza verificare questa ipotesi.

La possibilità di avere una conoscenza approfondita dell'edificio, e quindi di poter considerare un LC2, permetterebbe in questo specifico caso di poter attribuire all'edificio una classe di vulnerabilità piccola. Nei modelli in cui si utilizza un LC1, considerare la

presenza di cordoli e tiranti non è sufficiente, e l'edificio deve essere classificato in una classe di vulnerabilità media.

Un'ultima considerazione nasce dal confronto dei valori attesi di danno grave: l'introduzione di parametri migliorativi ha portato ad una sensibile diminuzione sia del valore medio di danno atteso che dell'intervallo: il limite superiore ha difatti raggiunto il 22% nel terzo modello, quasi dimezzandosi rispetto a quello riferito al secondo modello, e riducendosi di più di due terzi rispetto al modello 1 (cioè quello privo di presidi sismici e con caratteristiche dei materiali riferiti all'LC1).

5.5. Modellazione globale- meccanismi d'insieme – 3Muri

5.5.1. Realizzazione del modello di calcolo

La presenza di solai lignei ha reso necessaria l'adozione di un modello di calcolo che permetta di considerare la deformabilità dei solai di piano, al fine di poter considerare una distribuzione sismica sui vari setti murari più realistica rispetto al modello di piano rigido. Si è scelto di effettuare un'analisi di tipo non lineare statica equivalente, chiamata anche analisi incrementale a collasso o "push-over", attraverso il programma di calcolo 3Muri.

Secondo quanto riportato nelle Linee Guida, questa modalità di verifica implica l'applicazione incrementale ad un modello della struttura soggetto a carichi gravitazionali, e con comportamento non lineare del materiale, di particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali⁹⁹. La particolarità di queste forze sta nella finalità di "spingere" in campo non lineare la struttura fino a portarla a collasso, rappresentando la distribuzione di forze indotte dal sisma; questa spinta si ottiene moltiplicando in modo monotono un profilo di forze prestabilito.

I risultati di quest'analisi sono riassunti in un diagramma taglio alla base F_b (inteso come somma di tutte le forze orizzontali) - spostamento d_c (di un punto ritenuto significativo del comportamento globale). La curva di capacità così definita permette di caratterizzare il sistema sismico resistente, riconducendo la ricerca dello spostamento massimo (d^*_{max}) di un sistema a NGDL a quello di un sistema equivalente a 1GDL. In questo modo viene rappresentato l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la simulazione del sisma, e si ha a disposizione un indicatore del comportamento post-elastico della struttura.

E' opportuno ricordare ancora una volta che la curva di capacità rappresenta una caratteristica intrinseca della struttura, funzione della geometria e della resistenza dei materiali.

⁹⁹ Linee Guida, § 5.2.4, *Analisi statica non lineare*.

N.T.C.2008, § 7.3.4, *Metodi di analisi e criteri di verifica – Analisi non lineare statica o dinamica*.

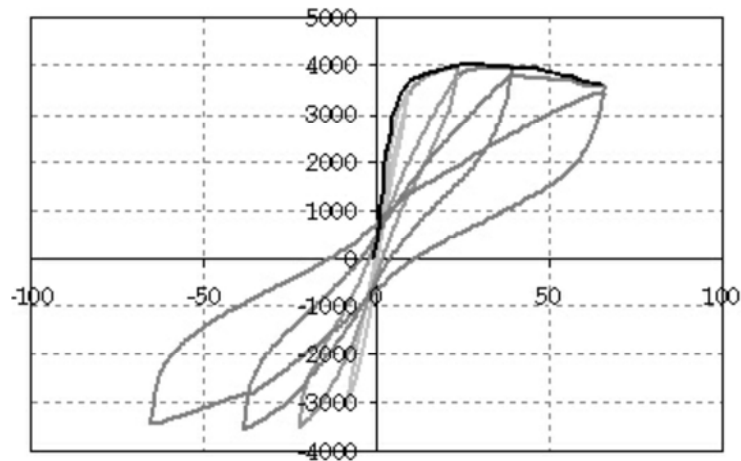


Figura 5.5-1: Diagramma della curva di capacità ottenuta dai cicli di isteresi.

La fase di verifica prevede un confronto diretto tra la curva di capacità e la domanda di spostamento d^*_{MAX} calcolata secondo le indicazioni della normativa.

Nel rispetto della normativa, l'analisi statica non lineare viene svolta valutando la risposta della struttura a due sistemi di forze. Il primo è un sistema di forze verticali, associate ai carichi gravitazionali (peso proprio, sovraccarichi permanenti o accidentali), il secondo è un sistema di forze orizzontali distribuite ad ogni livello della costruzione che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra loro, vengono tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura, fino al collasso della stessa.

La distribuzione delle forze laterali dovrebbe approssimare la distribuzione delle forze d'inerzia presenti durante il sisma. Da alcuni confronti con i risultati di analisi dinamiche non-lineari è emerso che distribuzioni di forze proporzionali al primo modo rappresentano meglio la risposta dinamica finché la struttura rimane in campo elastico, mentre quando si raggiungono grandi deformazioni è preferibile usare distribuzioni di forze proporzionali alle masse.

Da questa osservazione nasce l'esigenza di applicare le forze all'altezza dei solai di piano secondo due modalità:

- Distribuzione di forze proporzionale alle masse;
- Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

Occorre tenere in considerazione i valori di eccentricità accidentale, che si assumono pari, per ciascuna direzione di applicazione dell'azione sismica e per ciascun piano, a $\pm 5\%$ della dimensione massima dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica¹⁰⁰ rispetto al baricentro delle masse dei solai in direzione X e Y. Il numero di analisi statiche non lineari effettuate corrisponde a 24, di cui 16 tengono conto dell'eccentricità (2 versi di carico x 2 direzioni x 2 eccentricità x 2

¹⁰⁰ Prescritto dalle N.T.C 2008, § 7.2.6, *Criteri generali di progettazione e modellazione – Criteri di verifica agli stati limite ultimi.*

distribuzioni di forze sismiche) più altre 8 che non considerano l'eccentricità (2 versi di carico x 2 direzioni x 2 distribuzioni di forze sismiche).

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede nel calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto, fino al decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Il valore ultimo di spostamento d_U dell'edificio corrisponde al valore massimo del taglio alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze.

Lo spostamento d_C considerato nel tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio, detto nodo di controllo, preso all'ultimo livello della costruzione.

La normativa¹⁰¹ prescrive, come semplificazione, il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (SDOF). Si ottiene per mezzo di una retta che, passando per l'origine, interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore del picco; la seconda retta risulta parallela all'asse degli spostamenti in modo da garantire l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente. Una volta determinata la curva di capacità del reale si può passare alla bilatera associata al sistema equivalente.

A questo punto, viene identificato il periodo del sistema equivalente a un grado di libertà, il cui comportamento permette di individuare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati in normativa, per lo SLU e lo SLD.

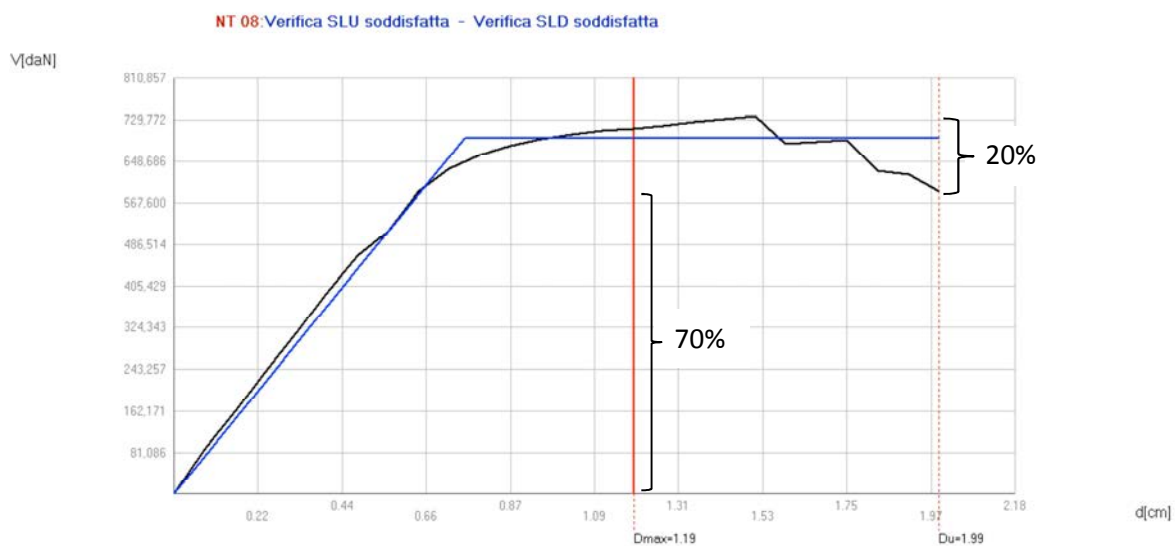


Figura 5.5-2: Diagramma taglio alla base-spostamento e tracciamento relativa curva di capacità.

La modellazione dell'edificio è stata realizzata mediante l'utilizzo di pareti cui si attribuisce il ruolo di elementi resistenti, sia nei riguardi dei carichi verticali sia orizzontali; gli orizzontamenti hanno il ruolo di riportare i carichi verticali agenti sugli stessi alle pareti e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza. Occorre sottolineare che secondo questo modello viene trascurato il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano.

¹⁰¹ N.T.C. 2008, § 7.3.4, *Metodi di analisi e criteri di verifica – Analisi non lineare statica o dinamica*.
Circolare § C7.3.4.1, *Metodi di analisi e criteri di verifica – Analisi non lineare statica* e § C8.7.1.14, *Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche – Metodi di analisi globali e criteri di verifica*.

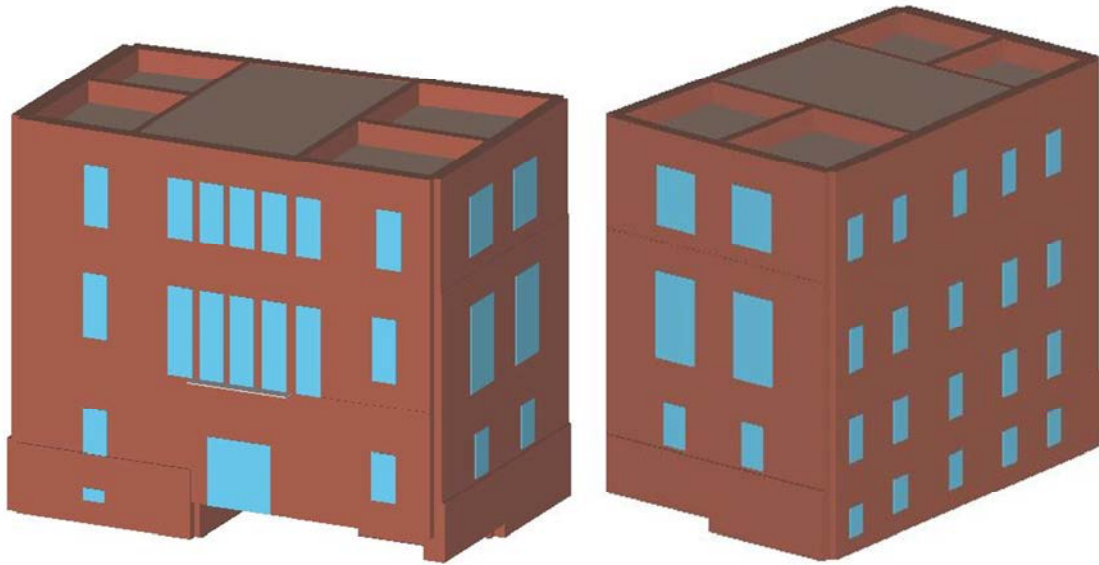


Figura 5.5-3: Modello a telaio equivalente, viste nord ed ovest.

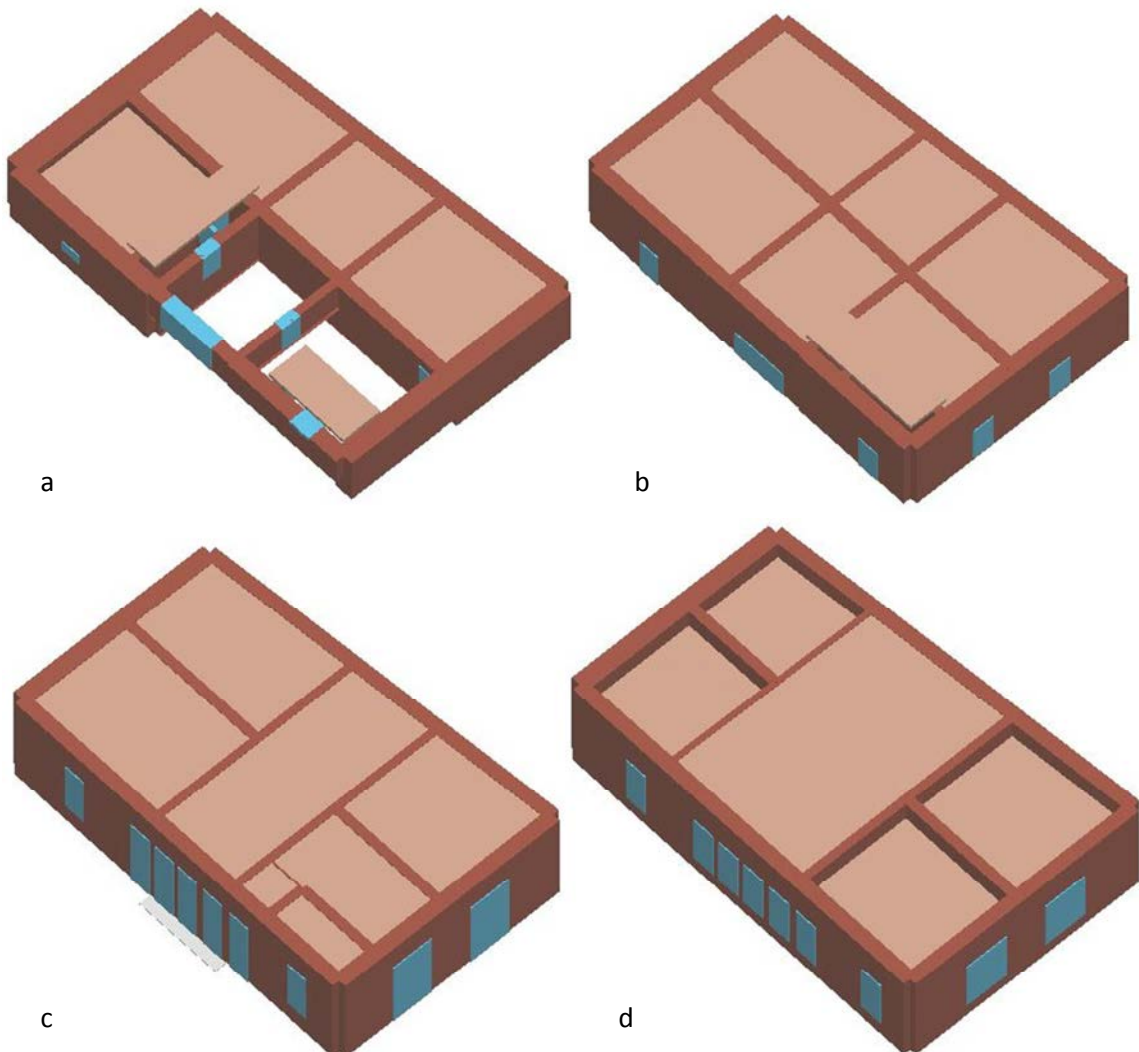


Figura 5.5-4: Modello a telaio equivalente : a) piano seminterrato, b) piano terra, c) piano primo, d) piano secondo.

Il programma di calcolo crea automaticamente la “mesh”, in cui vengono definite le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento, e che vengono discretizzate in macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (due spostamenti nel piano, u_x , u_z , e una rotazione intorno all’asse y , rot_y) e due gradi di libertà aggiuntivi per nodo. Le porzioni di parete escluse da questo schema vengono considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi.

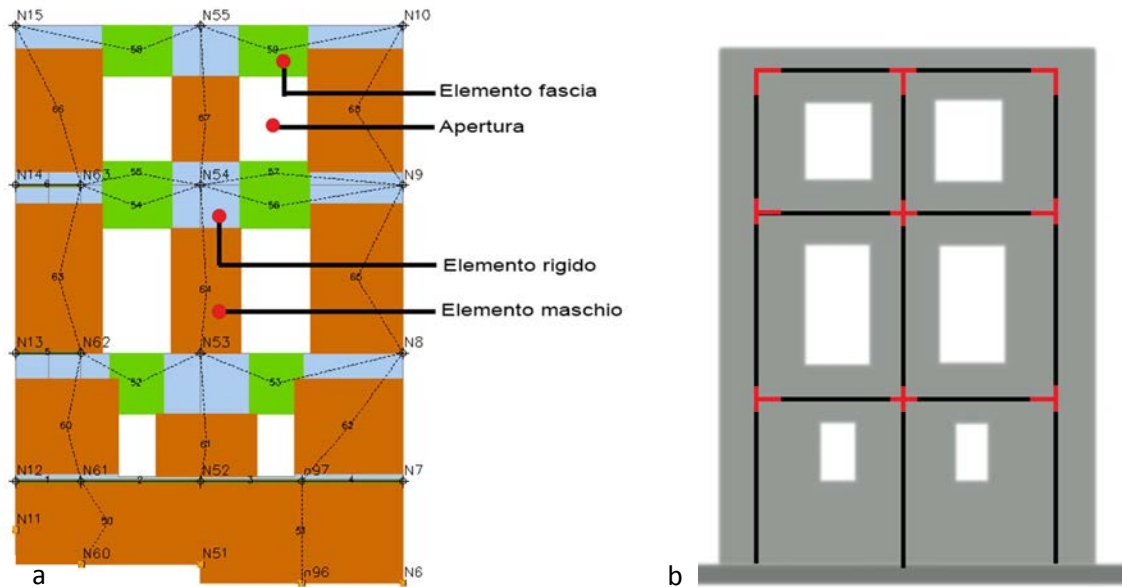


Figura 5.5-5: a) Mesh che rappresenta la suddivisione in macroelementi, b) telaio equivalente.

Il comportamento dei macroelementi, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente ad una serie di elementi lineari che collegati tra loro creano quello che viene definito schema a telaio equivalente, adatto a rappresentare il comportamento delle strutture in muratura. Questa modellazione individua tre tipi di macroelementi:

- 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.

La definizione del modello si è basata sul disegno delle piante dell’edificio elaborate ad 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. Non sono stati considerati pertanto setti murari di spessore non adeguato.

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

Come già detto, il danneggiamento strutturale, nella schematizzazione a telaio equivalente, può avvenire negli elementi resistenti quali maschi murari o nelle fasce murarie: i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico.

In genere, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce, i quali trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano (u_x , u_z , rot_y). Il programma permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento, in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

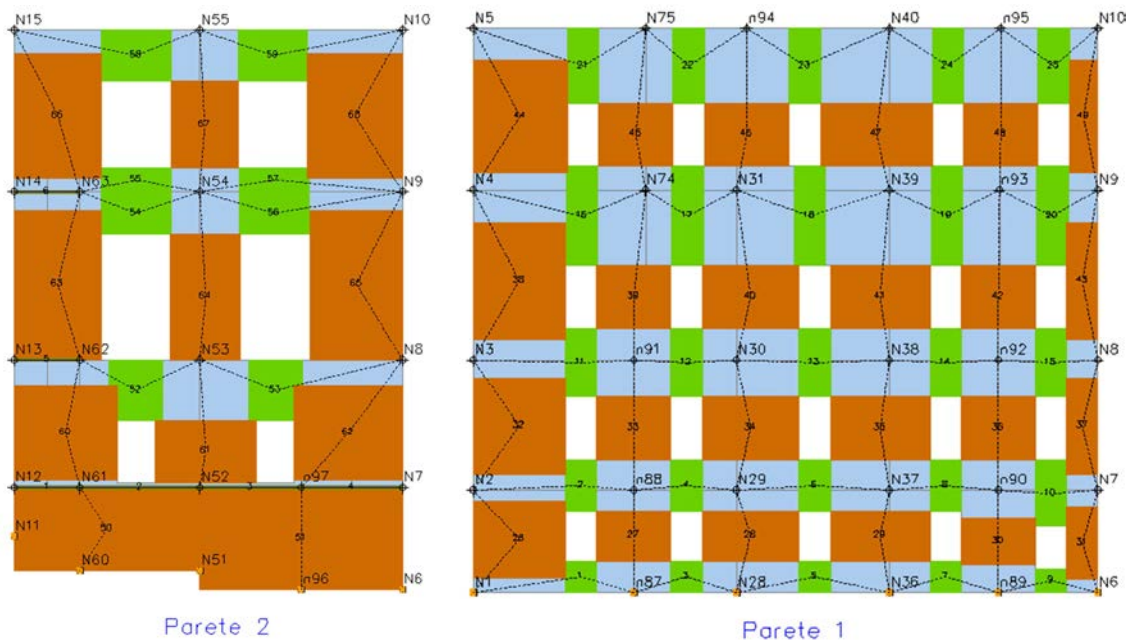


Figura 5.5-6: Modello a telaio equivalente dell'edificio: i maschi murari sono rappresentati in colore arancio, le fasce di piano in verde ed i nodi in azzurro.

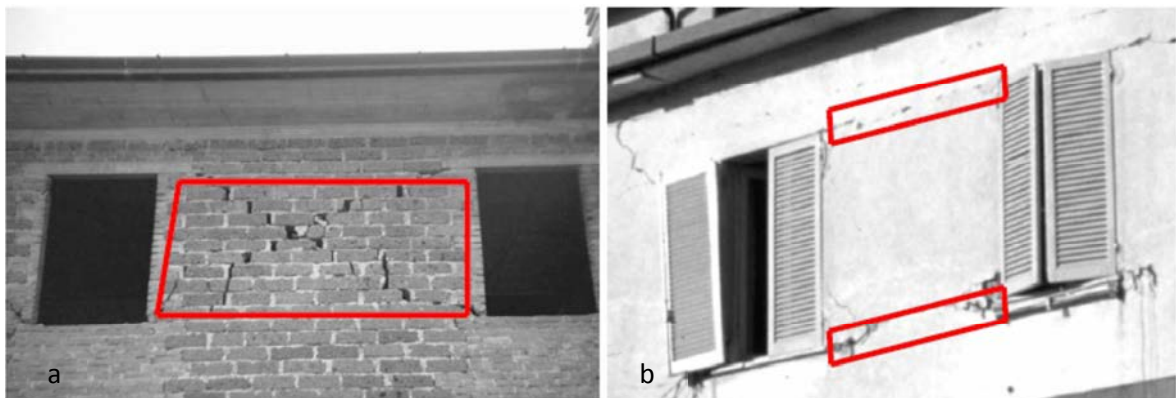


Figura 5.5-7: Differenti meccanismi di danno in un edificio danneggiato dal sisma: a)rottura per taglio; b)rottura per pressoflessione.

I nodi che appartengono a più pareti (localizzati quindi nelle incidenze) sono di tipo tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale u_x , u_y , u_z , e le due rotazioni intorno agli assi x e y). Se giacciono in un'unica parete sono bidimensionali, a 3 gradi di libertà (due traslazioni, u_x , u_y e la rotazione nel piano della parete rot_y). I nodi tridimensionali si usano per permettere il trasferimento delle azioni, le azioni applicate a questi nodi vengono scomposte secondo le direzioni individuate dai piani medi delle pareti ed applicate ai macroelementi nel loro piano di resistenza. I nodi di tipo bidimensionale, i cui gradi di libertà riguardano il solo piano della parete, permettono il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete. Gli orizzontamenti sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali e sono caricabili perpendicolarmente al loro piano da carichi accidentali q_k e permanenti g_k , mentre le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Di conseguenza, l'elemento solaio viene definito con una rigidezza assiale, trascurandone la rigidezza flessionale, poiché il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

Successivamente alla fase di modellazione geometrica, sono state definite, in base alla tipologia di elemento (parete, pilastro, solaio o volta), le caratteristiche del materiale di cui è composto l'elemento. Per la muratura delle pareti sono assunti i valori definiti al § 6.2 (vedi tab. 6.2_1, caratteristiche meccaniche della muratura), attraverso l'ausilio di finestre di dialogo che permettono la selezione delle diverse tipologie di muratura, con i relativi parametri meccanici¹⁰², analogamente a quanto visto per Vulnus, e gli eventuali parametri migliorativi riscontrati nell'edificio.

Per le pareti dell'edificio studiato si è scelto una muratura a conci sbozzati, senza considerare alcun parametro migliorativo.

¹⁰² Circolare, C8A.2, *Analisi cinematica non lineare*, tabella. C8A.2.1.

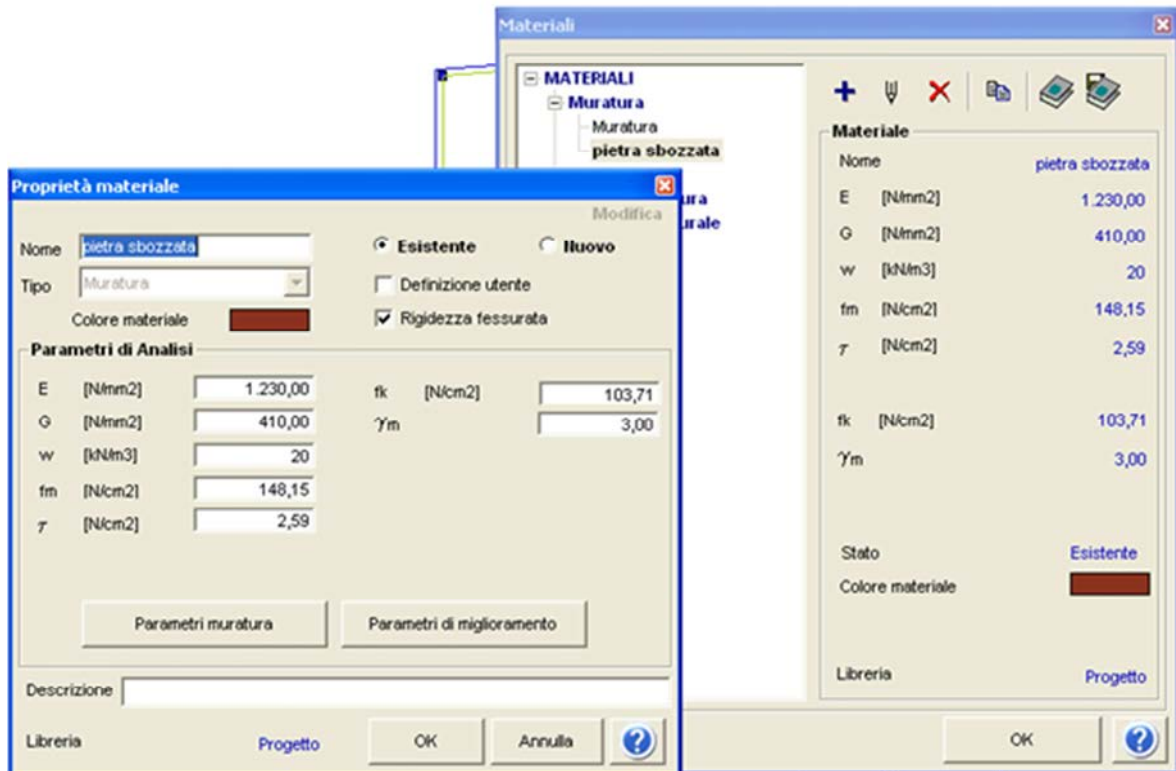


Figura 5.5-8: Finestra di dialogo del programma 3Muri: definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura.

Materiale	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
Muratura a conci sbazzati	200	3,5	1230	410	20

Tabella 5.5-1: Caratteristiche meccaniche della muratura, considerando il livello di conoscenza LC1.

Per gli orizzontamenti si sono adottate diverse tipologie: volte, solai in legno, solai in laterocemento, solai rigidi. A seconda della tipologia scelta, si sono successivamente definite le caratteristiche meccaniche dell'orizzontamento sulla base dell'analisi dello stato di fatto. Definiti i parametri, vengono inserite le azioni di carico sul solaio come permanenti strutturali G_k , variabili Q_k , permanenti non strutturali $G_{k,agg}$ combinabili secondo i coefficienti prescritti dalla normativa (cfr. tab. 6.2.3). Per quanto riguarda le volte, i valori di G_k e $G_{k,agg}$ vengono calcolati automaticamente in base alle caratteristiche della stessa. Ai valori dei carichi permanenti degli orizzontamenti, vengono sommati i valori dei carichi permanenti di eventuali altri orizzontamenti gravanti sugli stessi (come nel caso del sottotetto, cui è stato aggiunto il carico permanente della copertura, non modellata). La Tabella 5.5-2 riassume i valori di carico utilizzati nel modello.

Rispetto ai valori considerati nelle analisi eseguite precedentemente, i carichi sono stati leggermente aumentati, per tenere in considerazione di alcune semplificazioni impiegate nella definizione del modello.

Nella realizzazione del modello, a favore di sicurezza, si è scelto di modellare anche la volta posizionata nell'ingresso, sebbene sia un elemento dubbio, in quanto c'è la possibilità che sia un semplice controsoffitto.

La presenza della scala è stata rappresentata da solai rigidi monodirezionali.

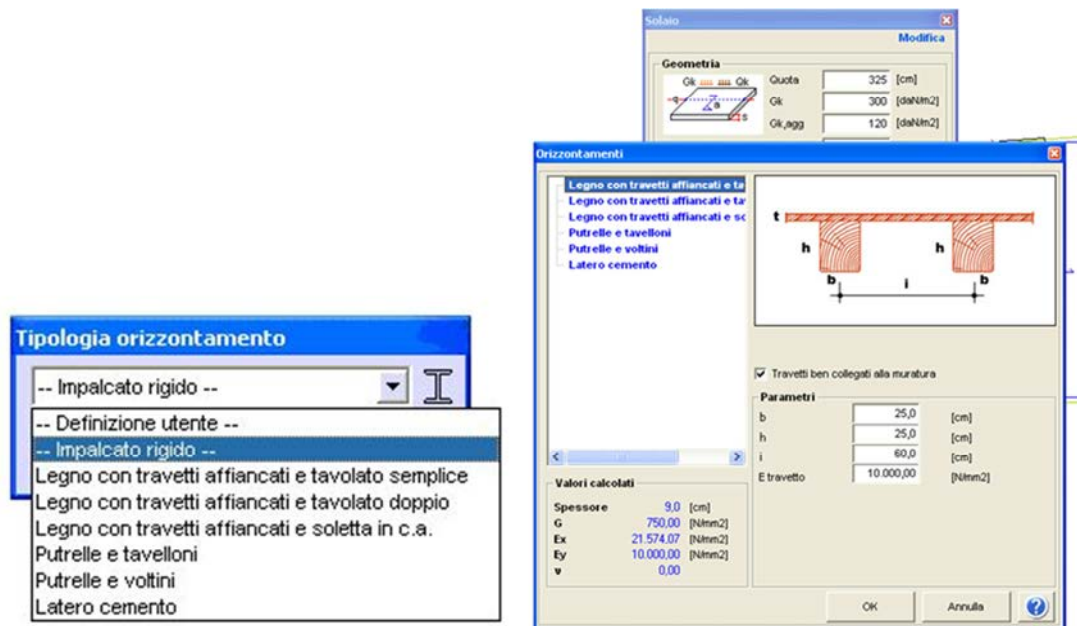


Figura 5.5-9: Finestra di dialogo del programma 3Muri: scelta della tipologia di orizzontamenti e definizione delle caratteristiche meccaniche.

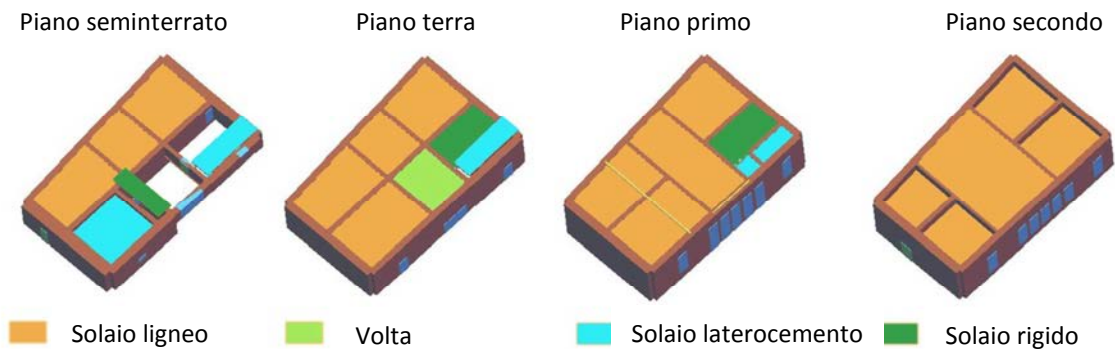


Figura 5.5-10: Modello a telaio equivalente: individuazione delle diverse tipologie di orizzontamenti ai vari livelli.

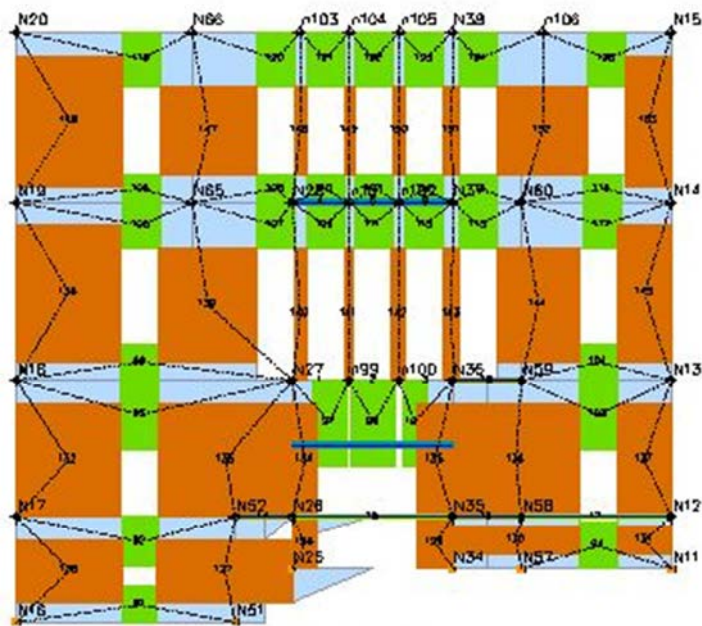
Orizzontamento	Categoria	G_K (kN/m ²)	$G_{K,agg}$ (kN/m ²)	Q_K (kN/m ²)
volta	B1			2,00
solai in laterocemento	B1	5,00	1,20	2,00
	B2	5,00	1,20	3,00
solai lignei	B1	3,00	1,20	2,00
	B2	3,00	1,20	3,00
	H1	4,50	1,50	1,00
scale (solai rigidi)	H1	5,00	1,50	1,00
scale (solai rigidi)	C	5,00	0,50	4,00

Tabella 5.5-2: Tabella che riassume le diverse tipologie di solaio offerte dal software e il relativo utilizzo per il caso di studio, con carichi agenti sui solai.

Pur essendo un edificio dalla geometria apparentemente non molto complessa, sono state necessarie delle particolari semplificazioni:

- la presenza del piano sfalsato al piano terra ha comportato la modifica di alcuni interpiani, rendendo difficoltosa e poco precisa la definizione del piano terra;
- non sono state prese in considerazione le fondazioni né la pendenza del terreno;
- la copertura non è stata modellata, tenendo in considerazione però i carichi aggiuntivi sulle murature dell'ultimo piano. In particolare, i carichi dati dalla copertura sono stati considerati nella definizione dei carichi agenti sull'ultimo solaio (sono stati semplicemente sommati a quelli del sottotetto quando presentavano la medesima orditura, in alternativa sono stati sommati tenendo presente la percentuale di carico distribuito secondo ciascuna direzione) mentre si è scelto di rappresentare i carichi derivanti dalla presenza di timpani e capriate tramite delle distribuzioni di carico lineari gravanti sui rispettivi muri ;
- la posizione di alcuni muri è stata leggermente falsata, specie se vicini ma non in esatta corrispondenza a quelli del piano inferiore;
- la posizione delle aperture collocate negli ambienti di servizio hanno subito alcune modifiche;
- la muratura del locale caldaia, a sostegno della scala, è stata proseguita fino ad incontrare il muro perimetrale;
- sono state ipotizzate alcune travi in cemento armato (in corrispondenza dei vani di servizio) e in legno (in corrispondenza di un muro in falso al spiano secondo e sotto le finestre centrali del piano terra).

A questo punto si è potuto procedere all'analisi, calcolando automaticamente la mesh del modello che permette di suddividere le singole pareti in nodi (2D e 3D) e in macroelementi delimitati dalle aperture, come è spiegato nella Figura 5.5-11.



Parete 4

Figura 5.5-11: Prospetto di parete vestito della mesh dei macroelementi.

Poiché il programma genera in automatico i nodi alla base del modello come vincoli fissi in tutte le direzioni e rotazioni, lasciando liberi i nodi ai livelli superiori (5 gradi di libertà), con la possibilità di poterli modificare laddove ci sia la presenza di vincoli, occorre fare alcune considerazioni. L'edificio oggetto di studio non è isolato, e presenta in direzione X dei vincoli dovuti alla presenza di pareti murarie adiacenti, che ne limitano di fatto lo spostamento nella relativa direzione di piano della parete.

La scelta della modalità di rappresentazione dell'interazione dell'edificio studiato con Palazzo ex Tribunale merita alcune considerazioni. Nel caso di strutture in aggregato, assumendo che esse interagiscano tra loro in caso di evento sismico, tale interazione, escludendo meccanismi di collasso del primo ordine, tende a provocare danni di tipo globale. In particolare a queste tipologie sono riconducibili i fenomeni di martellamento, rottura a taglio e collasso a pressoflessione.

Nell'ambito dell'analisi scelta, di tipo push over, si tende a semplificare la modalità di connessione tra edifici in due tipologie: collegamento a martellamento e connessione piena. Nel primo caso i due edifici sono fisicamente separati, l'interazione si attua nel momento in cui vengono a contatto; nella modellazione viene utilizzato un elemento di connessione con tensione nulla in grado di offrire solo resistenza a compressione. Nel secondo caso gli edifici sono a diretto contatto oppure spartiscono una muratura in comune; tale connessione viene modellata attraverso un nodo rigido che unisce le rispettive fasce di piano dei due edifici. Da notare che sotto l'azione sismica il collegamento a martellamento restituisce comportamenti diversi qualora le due strutture oscillino nella stessa direzione o meno: da quanto osservato, se lo spostamento avviene con versi opposti le strutture non riportano danni. Diversamente, il collegamento a connessione piena fornisce unitarietà all'aggregato e di conseguenza danni confrontabili

per entrambe le direzioni di spostamento. Dall'osservazione di sperimentazioni di diversi modelli, si è giunti alla conclusione che i parametri più influenti riguardano le altezze degli edifici e le modalità di connessione tra di essi. Analogamente si è potuto osservare come l'aggregato tende a migliorare la risposta delle strutture più flessibili a scapito di quelle più rigide, che devono sopportare un quantitativo di energia maggiore. Inoltre, rispetto alla singolarità, che presenta danni concentrati nei piani inferiori, l'aggregato individua le zone critiche in quota, con danni ancor più marcati in caso di prospetti con differenti altezze, nei quali i setti murari che non presentano continuità longitudinale vanno incontro a danni per pressoflessione nel piano con conseguente collasso per schiacciamento del nodo alla base¹⁰³.

3Muri permette di conferire ai nodi che compongono la mesh un valore di rigidità elastica che rende il vincolo cedevole. Dopo opportune considerazioni, valutando la natura di Palazzo ex Tribunale ed il contesto in cui è inserito, si è ritenuto opportuno considerare la presenza di questo elemento attraverso vincoli fissi. A favore di sicurezza, alla luce delle numerose incertezze che riguardano la conoscenza dell'edificio studiato e la connessione con quello ad esso adiacente, si è deciso di eseguire l'analisi anche con un modello senza vincoli, considerando Palazzo Rosso come se fosse isolato.

Per quanto riguarda l'analisi sismica, è necessario per prima cosa impostare i parametri dell'azione sismica dipendenti dalle coordinate geografiche del sito, dalla vita nominale V_N e dalla classe d'uso C_U dell'edificio.

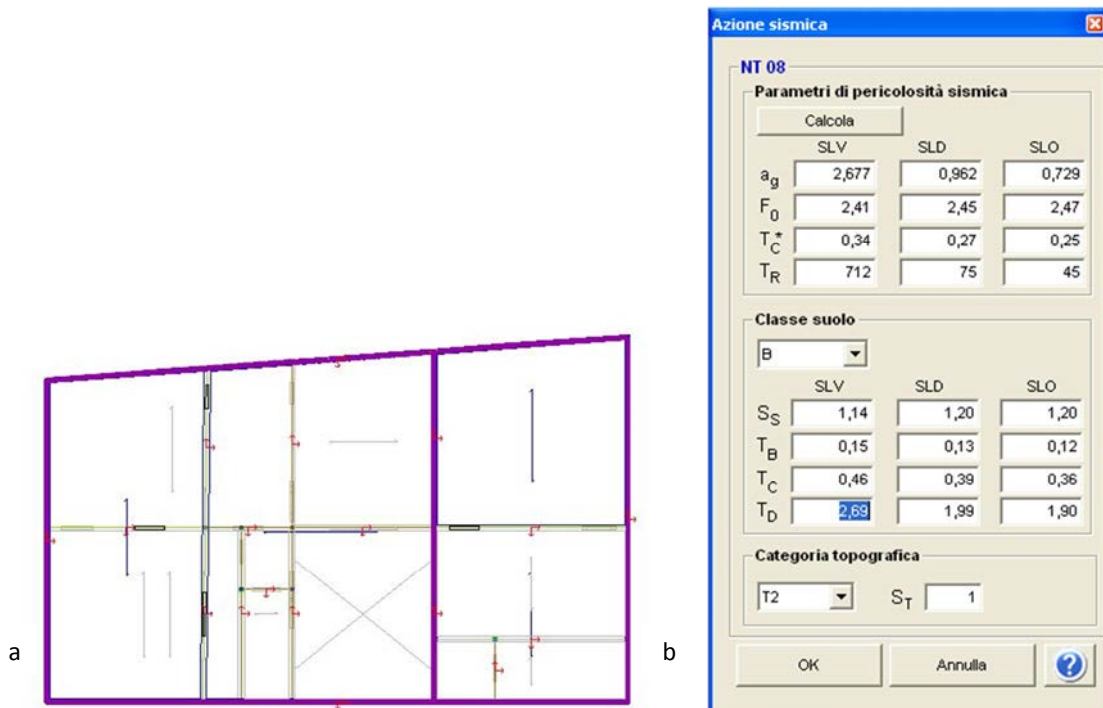


Figura 5.5-12: a) Schema piano secondo, in viola sono identificati i carichi distribuiti; b) finestra di dialogo del programma 3Muri, definizione dei parametri di pericolosità sismica.

¹⁰³ M. Pengo, Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento strutturale di Palazzo Cà Borin,

I parametri di calcolo rimanenti sono la direzione del sisma da prendere in esame (+X, +Y, -X, -Y), la distribuzione delle forze sismiche (proporzionali alle masse o al primo modo di vibrare) e la scelta del nodo di controllo. In questo caso si è utilizzato un punto di controllo in corrispondenza dell'ultimo livello della struttura.

Il programma dà la possibilità di valutare gli spostamenti della struttura secondo tre diverse modalità: lo spostamento del nodo di controllo, gli spostamenti medi dei livelli selezionati, o gli spostamenti medi pesati. In questo studio sono state in un primo momento valutate sia le analisi riferite allo spostamento di un nodo di controllo che quelle relative agli spostamenti medi pesati. Da un confronto dei risultati è emerso che le differenze tra i valori ottenuti secondo le due modalità non sembrano essere rilevanti, e verranno quindi riportati unicamente i risultati delle analisi relative agli spostamenti del solo nodo di controllo.

L'ultimo elemento da prendere in considerazione riguarda l'eccentricità accidentale del centro di massa rispetto al centro delle rigidezze, calcolata in modo automatico secondo le prescrizioni normative e pari per ciascun piano a $\pm 5\%$ della dimensione massima dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

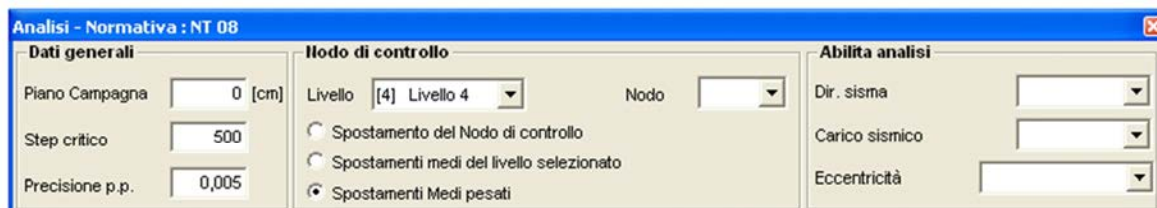


Figura 5.5-13: Finestra di dialogo del programma 3Muri, definizione dei parametri di analisi.

Seguendo quanto prescritto dalla normativa, le verifiche che vengono eseguite sono:

- Stato Limite Ultimo – 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 – Danno (SLD):

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

Dove:

D_{\max}^{SLD} = Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

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

Successivamente si procede al calcolo degli indicatori di rischio sismico¹⁰⁴. Il parametro α_u è considerato un indicatore del rischio di collasso, mentre il parametro α_e un indicatore del rischio d'inagibilità dell'opera.

Questi parametri vengono indicati come:

PGA_{DS} = accelerazione stimata di danno severo.

PGA_{DL} = accelerazione stimata di danno lieve.

$PGA_{10\%}$ = accelerazione al suolo attesa con probabilità 10% in 50 anni.

$PGA_{50\%}$ = accelerazione al suolo attesa con probabilità 50% in 50 anni.

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}} \quad \alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%}}$$

Per ogni analisi viene presentata la curva push-over e la schematizzazione della bilatera del sistema equivalente (le condizioni di verifica vengono definite a seconda della normativa scelta).

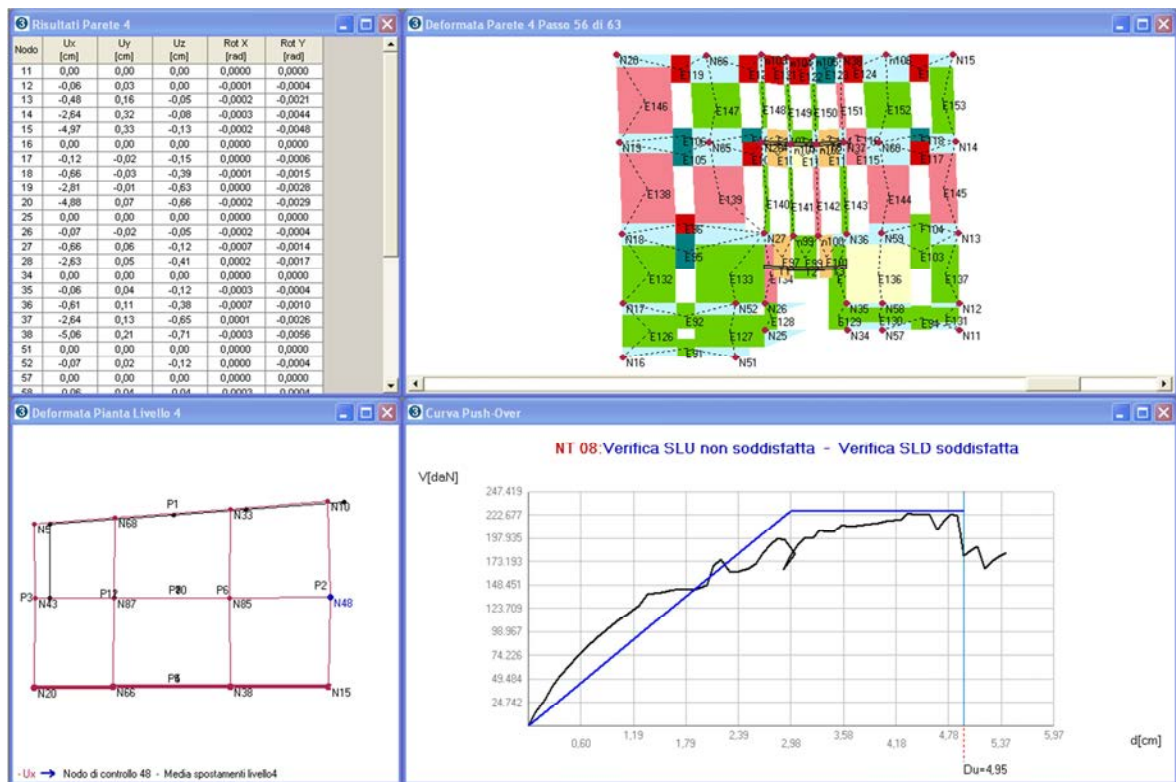


Figura 5.5-14: Finestre di dialogo presentate dal programma, per ogni parete della struttura vengono restituiti i valori dell'analisi.

Il programma offre la possibilità di valutare diversi parametri.

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

zona 1 (in alto a destra): si vede il prospetto della parete in oggetto;

¹⁰⁴ O.P.C.M. 3362, allegato 2, *Criteri di determinazione dei finanziamenti*.

zona 2 (in alto a sinistra): sono riportati i risultati numerici;

zona 3 (in basso a sinistra): è rappresentata una pianta generale deformata in funzione del passo di carico. In grassetto è evidenziata la parete oggetto della specifica analisi;

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.

NT 08: Verifica SLU soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

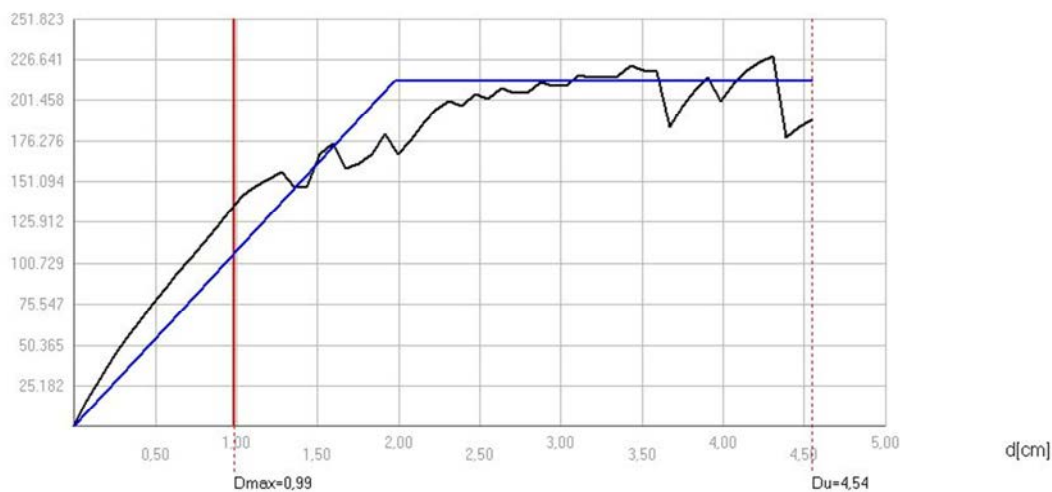


Figura 5.5-15: Curva di push over, esempio di verifica soddisfatta.

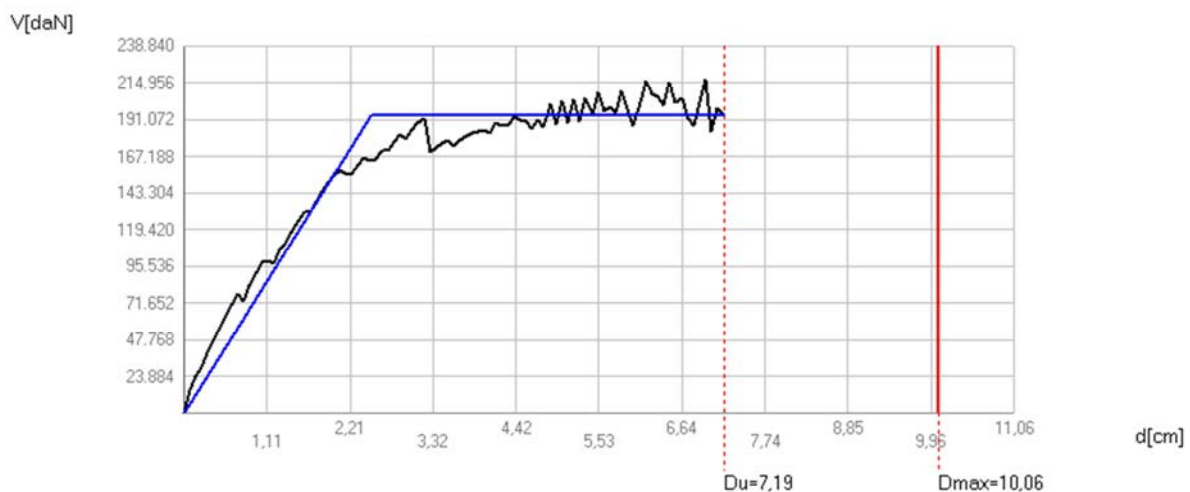


Figura 5.5-16: Curva di push over, esempio di verifica non soddisfatta.

Il limite della curva, indicato con una linea tratteggiata, indica lo spostamento limite della struttura, mentre la barra rossa verticale indica lo spostamento minimo richiesto dalla normativa e se quest'ultimo valore risulta inferiore al limite destro della curva la struttura è verificata. Il modello 3Muri permette di valutare in ogni istante le condizioni degli elementi singoli e della struttura globale, attraverso lo studio del comportamento elasto - plastico degli elementi. Si parla dunque di una verifica in termini prestazionali,

considerando la capacità della struttura di subire spostamenti superiori a quanto richiesto dalla normativa.

La finestra dati della zona 2, definita precedentemente, riassume i valori degli spostamenti, delle caratteristiche di sollecitazione e di deformazione dei nodi per ciascuna parete che compone la struttura e per ogni sottopasso dell'analisi.

Il programma permette di visualizzare in maniera intuitiva lo sviluppo del danno, e la relativa deformazione, al progredire dell'analisi, mediante l'uso di diversi colori. L'osservazione della mappa dei colori di una parete deformata permette di individuare sia i macroelementi danneggiati che la causa del danneggiamento (taglio, pressoflessione...). Nel caso in cui la parete non sia stata danneggiata è comunque possibile determinare la tendenza al danneggiamento, distinguendo se entrano in campo plastico per taglio o per pressoflessione. Dopo aver effettuato l'analisi di push over è dunque possibile visualizzare l'andamento del danneggiamento della struttura, secondo il procedimento di carico previsto.

5.5.2. Verifiche dei meccanismi d'insieme

Come più volte ripetuto, la complessità dell'edificio si manifesta non tanto nella geometria, quanto piuttosto nella diversità dei materiali impiegati e nella presenza di una struttura adiacente. Un parametro che può dunque influenzare molto i modelli di rappresentazione dell'edificio in esame riguarda l'applicazione o meno di vincoli (lungo le tre direzioni X, Y e Z, e le due rotazioni attorno agli assi X e Y) ai nodi rigidi.

Nell'analisi dello stato di fatto si è scelto di effettuare l'analisi su quattro differenti modelli, al fine di comparare i risultati ottenuti. Sinteticamente sono descritti i modelli utilizzati, al fine di ottenere un risultato il più possibile aderente alla realtà:



LC1

– Modello 1: considera l'edificio libero da ogni vincolo laterale, utilizzando solamente i nodi a terra vincolati. Non sono stati considerati eventuali interventi di miglioramento che sono stati eseguiti sul manufatto (paretine armate, tiranti, cordoli..) poiché la loro presenza non è stata verificata. Si è usato un LC1.



LC1

– Modello 2: l'edificio si considera vincolato, in direzione X, sulla base della presenza di strutture murarie adiacenti. Anche in questo modello non sono stati considerati interventi migliorativi. È stato impiegato un LC1.



LC1

– Modello 3a: l'edificio si considera vincolato, come nel modello 2, e si tiene in considerazione la presenza di due cordoli in cemento armato, posizionati a livello dell'impalcato del piano secondo e a livello della

copertura, basandosi su dati desunti dalla ricerca storica. Eventuali ulteriori presidi sismici, come pareti armate o tiranti, non sono stati considerati perché non è stato possibile definirne neanche un'ipotetica collocazione o comunque non sono stati trovati a riguardo dati sufficienti a soddisfare i parametri richiesti dal programma. Si è fatto riferimento ad un LC1.



– Modello 3b: l'edificio si considera vincolato, è modellato tenendo in considerazione la presenza dei due cordoli e si basa sull'ipotesi di una coscienza maggiore del palazzo: i valori di resistenza utilizzati sono quelli previsti dalla normativa nel caso di LC2.

Le sigle riportate nelle tabelle che seguono hanno questi significati:

- Dir. Sisma: Direzione di incidenza dell'azione sismica.
- Distrib. Sismica: Distribuzione dell'azione sismica (proporzionale alle masse o al primo modo).
- Ecc.: Eccentricità dell'azione sismica rispetto al centro di massa.
- D max SLV: Richiesta di spostamento del sisma del punto di controllo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.
- Du SLV: Spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite Di salvaguardia della Vita.
- q^* : Rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (se > 3 , analisi non soddisfatta).
- Ver. : Verifica soddisfatta o meno – Stato Limite di salvaguardia della Vita.
- D max SLD: Richiesta di spostamento del sisma del punto di controllo allo Stato Limite di Danno.
- Dd SLD: Spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di Danno.
- Ver. : Verifica soddisfatta o meno – Stato Limite di Danno.
- α_u : Indicatore del rischio di collasso (se >1 edificio adeguato).
- α_e : Indicatore del rischio di inagibilità dell'opera.
-

Ulteriori sigle utilizzate per descrivere i parametri di analisi sono:

- T^* : Periodo del sistema equivalente.
- M^* : Massa del sistema equivalente.
- W : Massa totale.



5.5.2.1. Descrizione modello 1 LC1

I risultati delle analisi, riportati in Tabella 5.5-3, indicano che tutte le 24 analisi in direzione X e Y non risultano soddisfatte allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, ma risultano soddisfatte allo Stato Limite di Danno. Analizzando i risultati si osserva che il valore più basso di α_u elaborato è pari a 0,38, in direzione +Y, dunque la struttura è in grado di sopportare circa il 38% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), avente un periodo di ritorno TRD di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è meno della metà di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_u per le 24 analisi eseguite è di 0,55. L'analisi 19, la più gravosa, che considera la direzione +Y, una distribuzione delle forze proporzionale al primo modo di vibrare e una eccentricità pari a + 5% (98,3 cm) è riportata graficamente con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità. Analogamente vengono riportati anche i risultati relativi alla condizione più gravosa nella direzione opposta: all'analisi 4, che considera il sisma in direzione -X, con un'eccentricità nulla e la distribuzione delle forze proporzionale al primo modo, corrisponde un α_u pari a 0,46. Di seguito è riportata la tabella con i risultati delle 24 analisi, con indicate in giallo le due più onerose nelle direzioni X e Y, in rosso sono segnate le analisi non verificate.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD			SLO					
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	6,32	7,22	4,45	No	2,06	4,89	Si	1,45	3,13	Si	0,67	2,38
2	+X	1° modo	0,0	6,81	3,77	6,05	No	2,22	3,53	Si	1,57	3,05	Si	0,50	1,59
3	-X	Masse	0,0	5,99	4,23	4,45	No	1,95	2,71	Si	1,38	2,71	Si	0,67	1,39
4	-X	1° modo	0,0	7,77	3,59	4,97	No	2,53	3,35	Si	1,79	2,87	Si	0,46	1,32
5	+Y	Masse	0,0	8,49	6,65	3,13	No	2,77	4,01	Si	1,95	2,89	Si	0,78	1,45
6	+Y	1° modo	0,0	10,26	4,41	3,76	No	3,35	3,85	Si	2,36	2,81	Si	0,43	1,15
7	-Y	Masse	0,0	8,31	4,87	3,22	No	2,71	3,83	Si	1,91	2,63	Si	0,59	1,41
8	-Y	1° modo	0,0	10,27	5,27	3,65	No	3,35	3,91	Si	2,36	2,55	Si	0,51	1,17
9	+X	Masse	61,9	6,12	4,09	4,82	No	2,00	2,97	Si	1,41	2,97	Si	0,62	1,49
10	+X	Masse	-61,9	6,20	6,82	4,48	No	2,02	3,29	Si	1,43	3,05	Si	0,67	1,63
11	+X	1° modo	61,9	6,85	3,69	6,16	No	2,23	2,81	Si	1,58	2,81	Si	0,49	1,26
12	+X	1° modo	-61,9	6,75	3,85	6,07	No	2,20	3,53	Si	1,55	2,89	Si	0,49	1,60
13	-X	Masse	61,9	6,59	3,91	3,93	No	2,15	3,83	Si	1,51	3,19	Si	0,59	1,78
14	-X	Masse	-61,9	7,94	4,63	3,13	No	2,59	4,07	Si	1,83	2,95	Si	0,58	1,57
15	-X	1° modo	61,9	7,87	3,67	5,05	No	2,57	3,03	Si	1,81	3,03	Si	0,47	1,18
16	-X	1° modo	-61,9	8,12	3,83	5,13	No	2,65	3,83	Si	1,87	2,95	Si	0,47	1,45
17	+Y	Masse	98,3	8,84	4,73	3,20	No	2,88	3,85	Si	2,03	2,89	Si	0,54	1,34
18	+Y	Masse	-98,3	8,09	6,65	3,00	No	2,64	4,01	Si	1,86	2,89	Si	0,82	1,52
19	+Y	1° modo	98,3	11,54	4,41	2,98	No	3,76	3,93	Si	2,65	2,81	Si	0,38	1,04
20	+Y	1° modo	-98,3	10,24	4,41	3,14	No	3,34	3,77	Si	2,36	2,81	Si	0,43	1,13
21	-Y	Masse	98,3	8,54	4,95	3,40	No	2,78	3,59	Si	1,96	2,63	Si	0,58	1,29
22	-Y	Masse	-98,3	8,16	4,79	2,90	No	2,66	3,59	Si	1,88	2,63	Si	0,59	1,35
23	-Y	1° modo	98,3	10,87	4,71	3,61	No	3,54	3,83	Si	2,50	2,63	Si	0,43	1,08
24	-Y	1° modo	-98,3	9,70	5,27	3,60	No	3,16	3,91	Si	2,23	2,55	Si	0,54	1,24

Tabella 5.5-3: Risultati delle analisi Modello 1 (sono evidenziate in giallo le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y).

MODELLO 1, ANALISI 4 (-X)

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

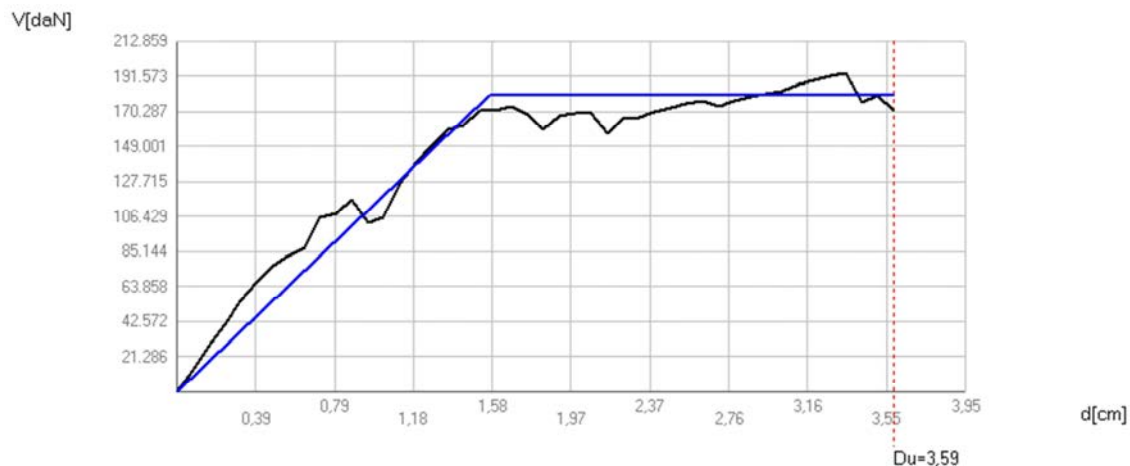


Figura 5.5-17: Curva di capacità nell'analisi 4 con sisma in direzione -X, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

Nell'analisi 4 lo spostamento richiesto dalla normativa risulta essere maggiore di quello fornito dalla struttura. Le porzioni più vulnerabili dell'edificio sembrano essere la fascia

superiore dell'ultimo piano nelle pareti longitudinali, che risulta rompersi in alcuni punti per pressoflessione. Nello specifico, la parete esterna longitudinale che presenta una distribuzione di aperture più regolare presenta dei punti, in corrispondenza delle aperture, in cui raggiunge la fase plastica per pressoflessione. Danni maggiori si riscontrano nella facciata principale, caratterizzata da aperture più ampie e irregolari: l'ultimo piano della porzione di muratura sopra le aperture si rompe per pressoflessione, la porzione superiore della parete raggiunge la fase plastica per pressoflessione e la rottura per sollecitazioni da taglio si verifica solo in corrispondenza degli architravi delle finestre centrali. Le pareti poste in direzione perpendicolare alla direzione del sisma non presentano particolari problematiche. Di seguito, vengono riportati degli esempi di deformata ultima relativi alla parete 1, ovvero alla facciata dell'edificio rivolta verso valle e alla parete 4, rivolta verso la piazza.

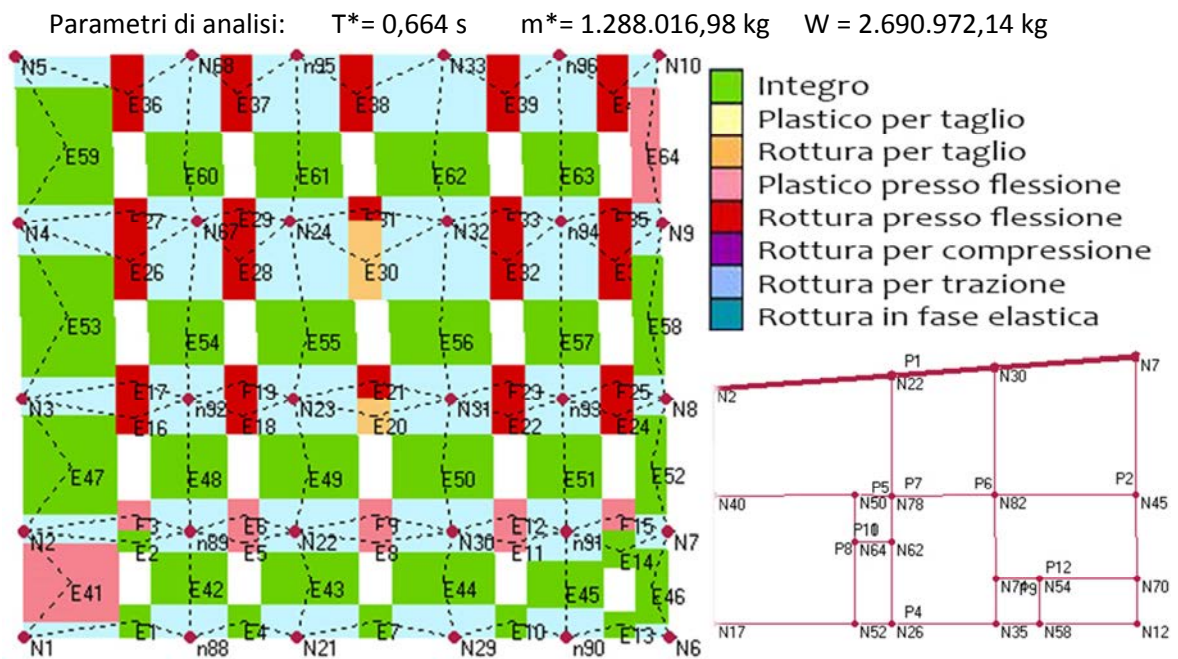


Figura 5.5-18: Dettagli dell'analisi 4: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Parametri di analisi: $T^* = 0,664 \text{ s}$ $m^* = 1.288.016,98 \text{ kg}$ $W = 2.690.972,14 \text{ kg}$

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

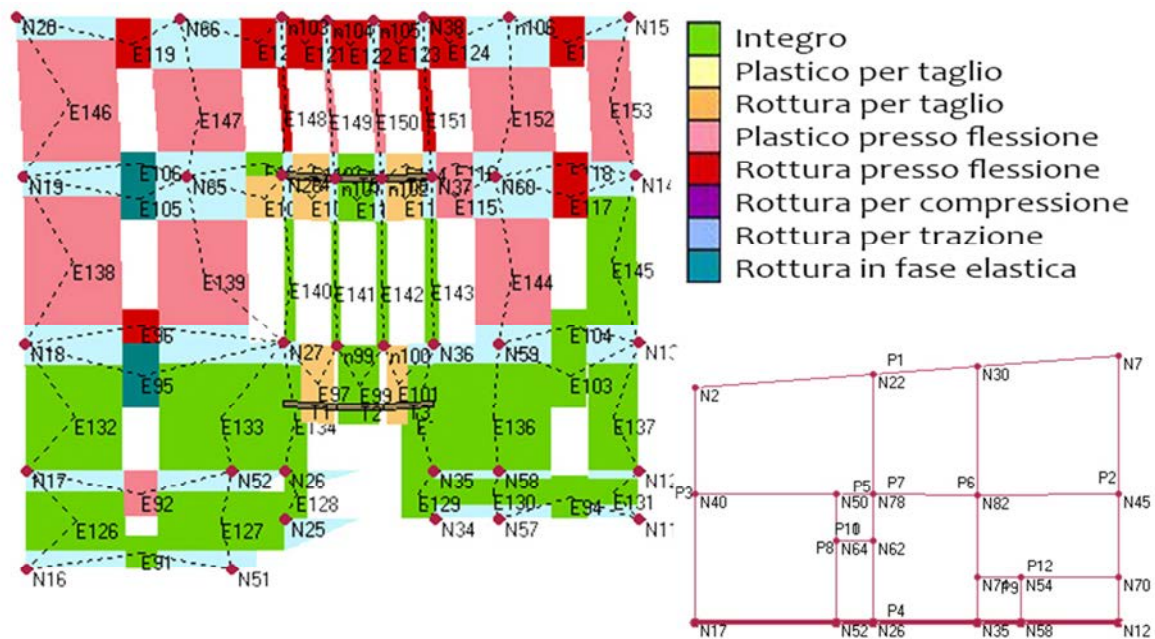


Figura 5.5-19: Dettagli dell'analisi 4: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Dalle viste tridimensionali dell'ultimo step di analisi risulta chiara la differenza del danno riportato nei lati lunghi dell'edificio rispetto alla situazione del lato corto, in cui la muratura si mantiene per lo più integra, raggiungendo in alcuni punti lo stato plastico per presso flessione nelle porzioni più alte della facciata.

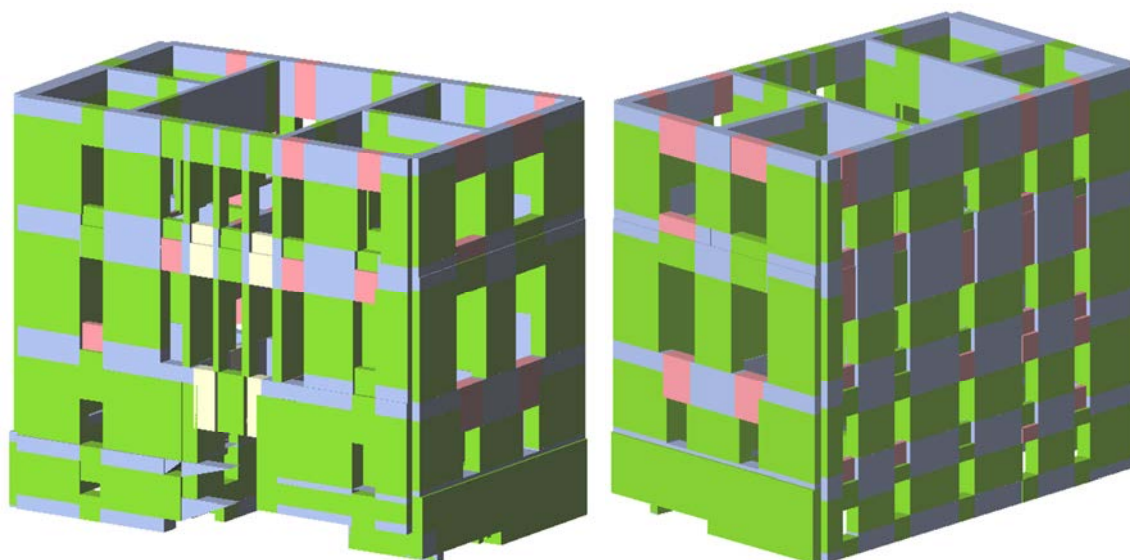


Figura 5.5-20: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 4, sottopasso 1, con sisma in direzione -X.

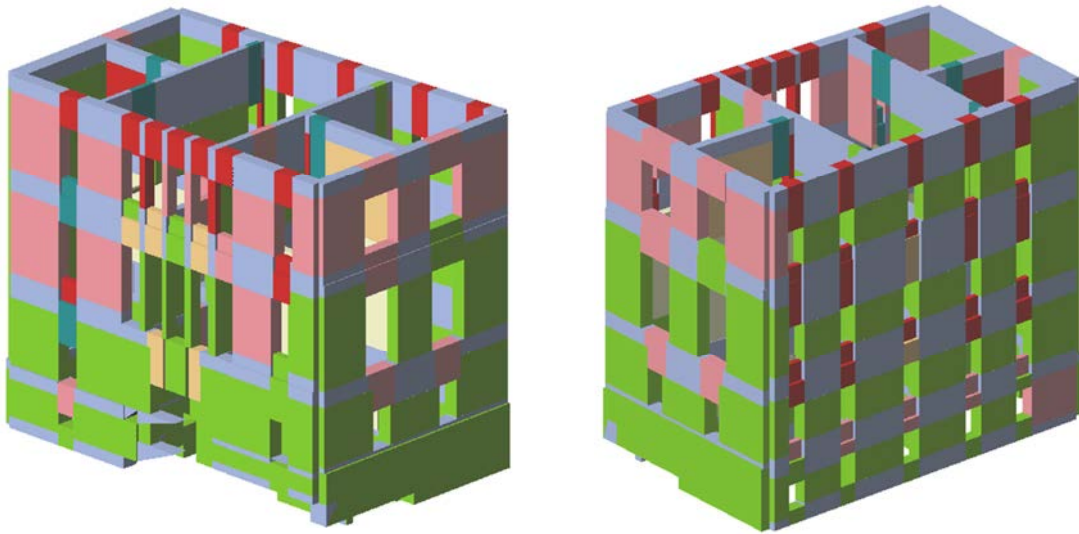


Figura 5.5-21: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 4, sottopasso 47, con sisma in direzione $-X$.

MODELLO 1, ANALISI 19 (+Y)

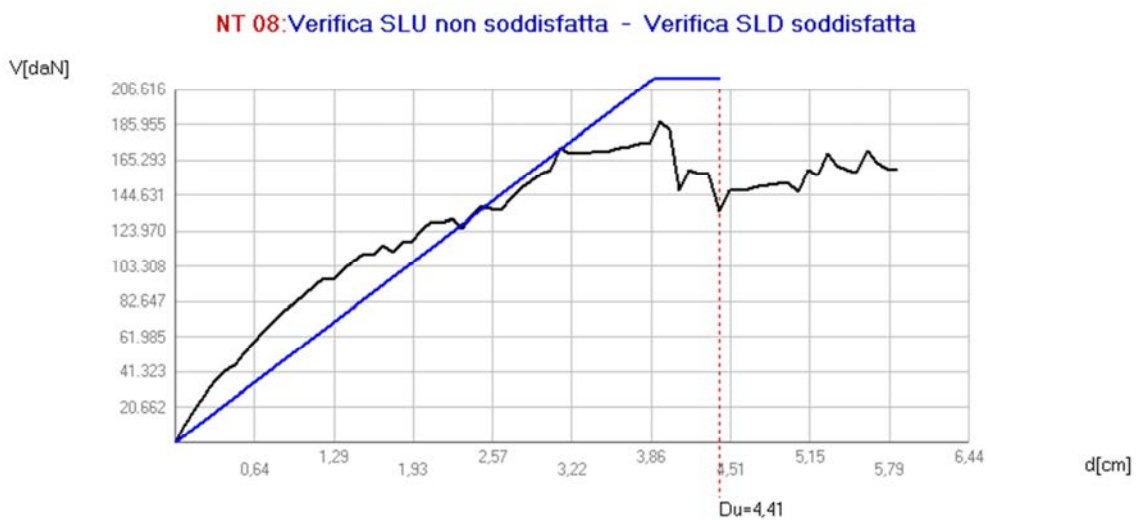


Figura 5.5-22: Curva di capacità nell'analisi 19 con sisma in direzione $+Y$, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

L'analisi 19 è la più gravosa, dal punto di vista dell'indicatore del rischio di collasso α_u , in generale. Essa considera il sisma in direzione $+Y$, e lo spostamento richiesto dalla normativa risulta essere maggiore di quello fornito dalla struttura. Rispetto all'analisi vista precedentemente, l'edificio raggiunge la rottura per presso flessione in molti meno punti

nelle facciate più lunghe, fermandosi alla fase plastica, anche nel prospetto principale, mentre nel prospetto corto questo fenomeno di rottura si manifesta maggiormente, portando alcune porzioni di muratura a rottura per presso flessione.

Un solo un elemento, nella facciata più corta, raggiunge la rottura in fase elastica.

Anche in questo caso le rotture provocate per effetto del taglio sono molto poche, concentrate in alcuni architravi.

Parametri di analisi: $T^* = 0,907$ s $m^* = 1.146.100,20$ kg $W = 2.690.972,14$ kg

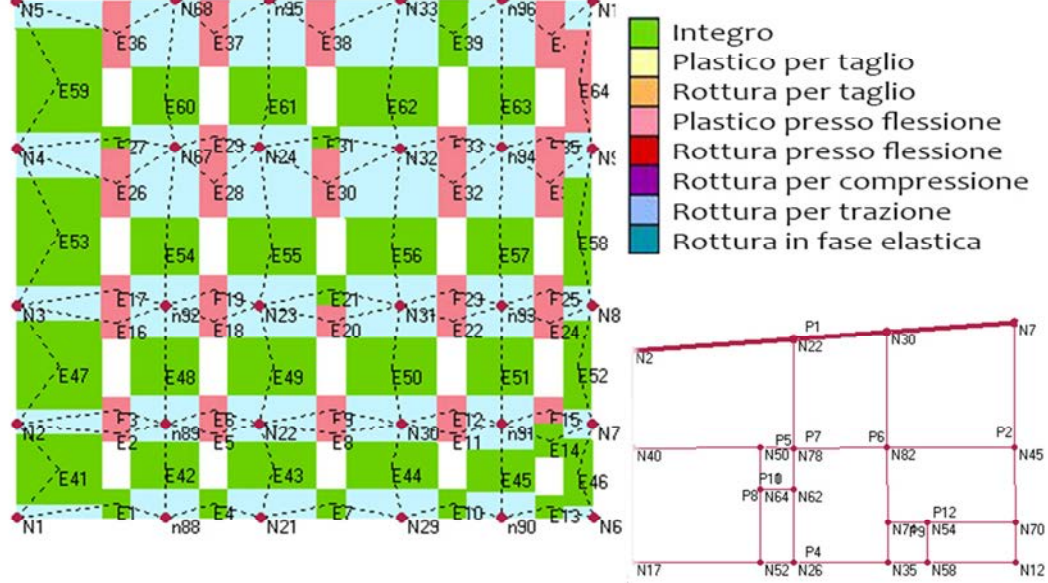


Figura 5.5-23: Dettagli dell'analisi 19: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Parametri di analisi: $T^* = 0,907$ s $m^* = 1.146.100,20$ kg $W = 2.690.972,14$ kg

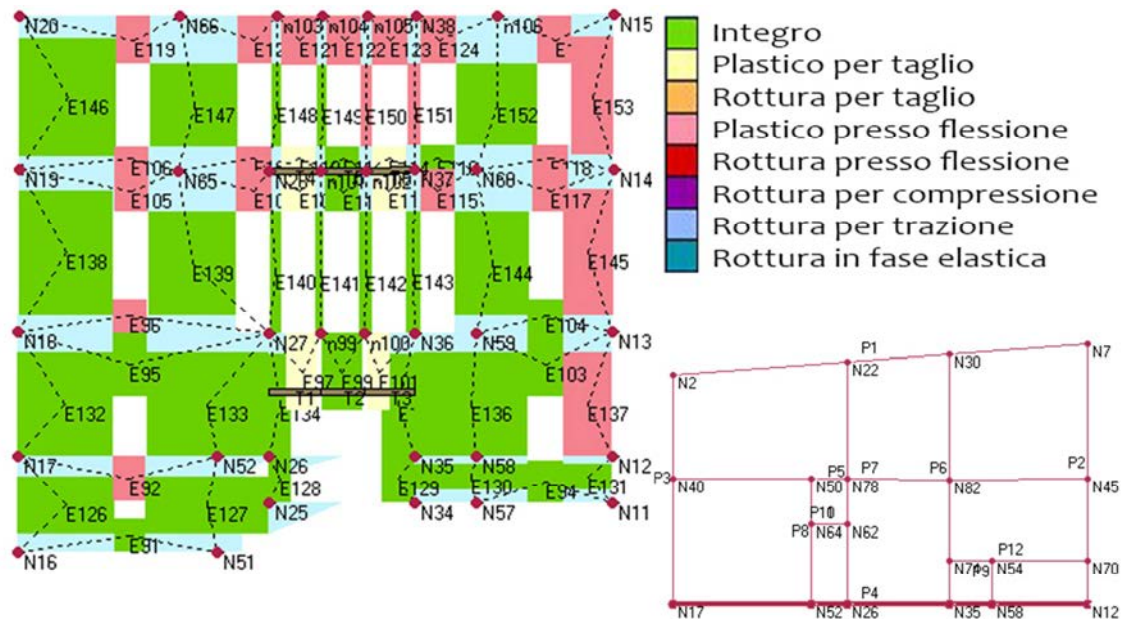


Figura 5.5-24: Dettagli dell'analisi 19: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

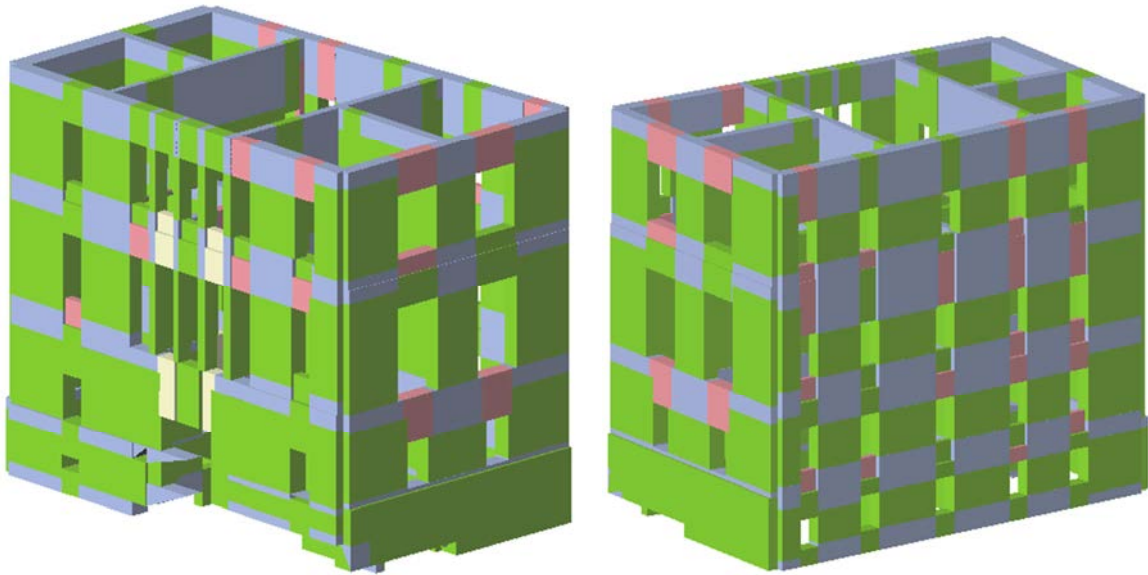


Figura 5.5-25: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 19 , sottopasso 1, con sisma in direzione + Y.

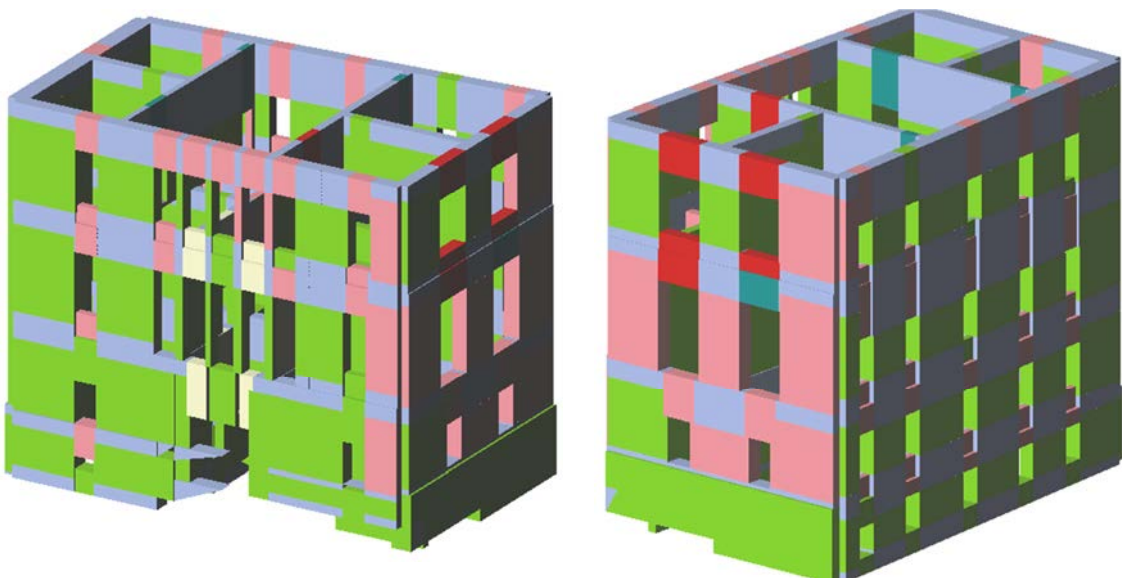


Figura 5.5-26: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 19 , sottopasso 56, con sisma in direzione + Y.



5.5.2.2. Descrizione modello 2

LC1

Nel secondo modello, si è cercato di riprodurre il contesto in cui è inserito l'edificio, introducendo dei vincoli che impediscono la traslazione in direzione X dei nodi che giacciono sulla parete in adiacenza a Palazzo ex tribunale. Per cercare di riprodurre maggiormente la situazione reale in cui si trova l'edificio, i nodi sono stati posizionati in corrispondenza di ogni piano, tranne l'ultimo.

I risultati delle analisi, riportati in Tabella 5.5-4 indicano che 23 analisi in direzione Y e X non risultano soddisfatte allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, solo un'analisi, in direzione X, risulta soddisfatta. Analizzando i risultati si osserva che il valore più basso di

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

α_u elaborato è pari a 0,40, in direzione Y, dunque la struttura è in grado di sopportare circa il 40% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), avente un periodo di ritorno TRD di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è circa la metà di quella realmente incidente nella direzione considerata. L'introduzione dei vincoli non ha portato un sensibile miglioramento delle condizioni generali della struttura: il valore medio di α_u per le 24 analisi eseguite è di 0,67, ma occorre considerare che le analisi effettuate nella direzione corrispondente a quella vincolata hanno avuto prodotto risultati più soddisfacenti. L'edificio nel complesso risulta quindi non adeguato, in quanto l'indicatore del rischio di collasso risulta minore di 1. L'analisi 19, la più gravosa, che considera la direzione +Y, una distribuzione delle forze proporzionale al primo modo di vibrare e una eccentricità pari a + 5% (98,3 cm) è riportata graficamente con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità. Analogamente vengono riportati anche i risultati relativi alla condizione più gravosa nella direzione opposta: all'analisi 2 che considera il sisma in direzione +X, con un'eccentricità nulla e la distribuzione delle forze proporzionale al primo modo, corrisponde un α_u pari a 0,50. Di seguito è riportata la tabella con i risultati delle 24 analisi, con indicate in giallo le due più onerose nelle direzioni X e Y; in verde sono segnate le analisi verificate, in rosso quelle non verificate.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD			SLO			Alfa u	Alfa e	
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]			Ver.
1	+X	Masse	0,0	4,03	2,49	2,93	No	1,33	2,09	Si	1,00	2,09	Si	0,65	1,54
2	+X	1° modo	0,0	4,95	2,41	4,21	No	1,65	2,17	Si	1,16	2,17	Si	0,50	1,32
3	-X	Masse	0,0	1,48	1,44	1,42	No	0,42	1,36	Si	0,32	1,36	Si	0,98	2,58
4	-X	1° modo	0,0	2,40	1,44	2,53	No	0,60	0,80	Si	0,46	0,80	Si	0,67	1,21
5	+Y	Masse	0,0	7,86	6,88	2,89	No	2,56	3,84	Si	1,81	2,80	Si	0,87	1,50
6	+Y	1° modo	0,0	9,52	3,92	3,35	No	3,11	3,52	Si	2,19	2,80	Si	0,41	1,13
7	-Y	Masse	0,0	7,58	5,68	3,06	No	2,47	3,76	Si	1,74	2,72	Si	0,75	1,52
8	-Y	1° modo	0,0	8,94	5,44	3,90	No	2,92	3,76	Si	2,06	2,64	Si	0,61	1,29
9	+X	Masse	61,9	3,99	3,21	3,00	No	1,31	2,01	Si	0,99	2,01	Si	0,82	1,50
10	+X	Masse	-61,9	4,17	2,49	2,70	No	1,40	2,33	Si	1,03	2,33	Si	0,62	1,63
11	+X	1° modo	61,9	4,77	2,97	4,49	No	1,59	1,93	Si	1,12	1,93	Si	0,63	1,21
12	+X	1° modo	-61,9	5,05	2,49	4,06	No	1,67	2,17	Si	1,18	2,17	Si	0,50	1,29
13	-X	Masse	61,9	1,44	1,59	1,44	Si	0,39	1,04	Si	0,30	1,04	Si	1,07	2,23
14	-X	Masse	-61,9	1,52	1,51	1,51	No	0,41	0,96	Si	0,31	0,96	Si	1,00	2,04
15	-X	1° modo	61,9	2,38	1,28	2,53	No	0,59	0,88	Si	0,45	0,88	Si	0,62	1,31
16	-X	1° modo	-61,9	2,52	1,44	2,43	No	0,66	1,20	Si	0,50	1,20	Si	0,65	1,56
17	+Y	Masse	98,3	8,27	6,08	2,92	No	2,70	4,08	Si	1,90	2,80	Si	0,73	1,51
18	+Y	Masse	-98,3	7,52	7,12	2,77	No	2,45	3,76	Si	1,73	2,88	Si	0,95	1,53
19	+Y	1° modo	98,3	10,02	4,00	3,37	No	3,27	3,60	Si	2,30	2,80	Si	0,40	1,10
20	+Y	1° modo	-98,3	9,08	5,36	3,44	No	2,96	3,52	Si	2,09	2,80	Si	0,59	1,19
21	-Y	Masse	98,3	7,75	5,60	3,23	No	2,53	3,76	Si	1,78	2,72	Si	0,72	1,49
22	-Y	Masse	-98,3	7,14	5,52	3,05	No	2,33	3,20	Si	1,64	2,72	Si	0,77	1,37
23	-Y	1° modo	98,3	9,32	5,44	4,00	No	3,04	3,76	Si	2,14	2,64	Si	0,58	1,24
24	-Y	1° modo	-98,3	8,79	4,80	3,43	No	2,86	3,92	Si	2,02	2,64	Si	0,55	1,37

Tabella 5.5-4: Risultati delle analisi Modello 2 (sono evidenziate in giallo le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y).

MODELLO 2, ANALISI 2 (+ X)

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

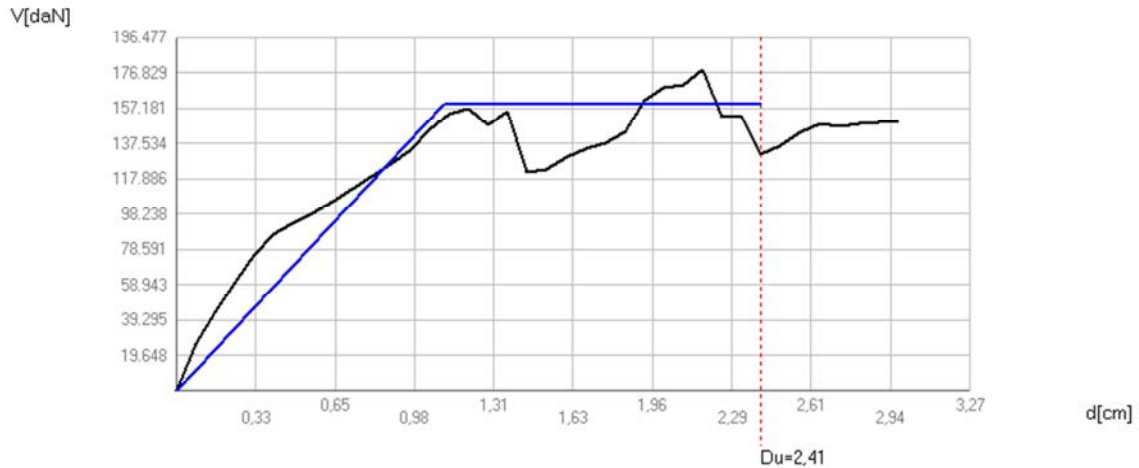


Figura 5.5-27: Curva di capacità nell'analisi 2 con sisma in direzione +X, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

Come è illustrato nella curva di capacità risultante dall'analisi 2, lo spostamento richiesto dalla normativa risulta essere maggiore di quello ultimo della struttura.

I danni maggiori si hanno nella porzione più alta della costruzione.

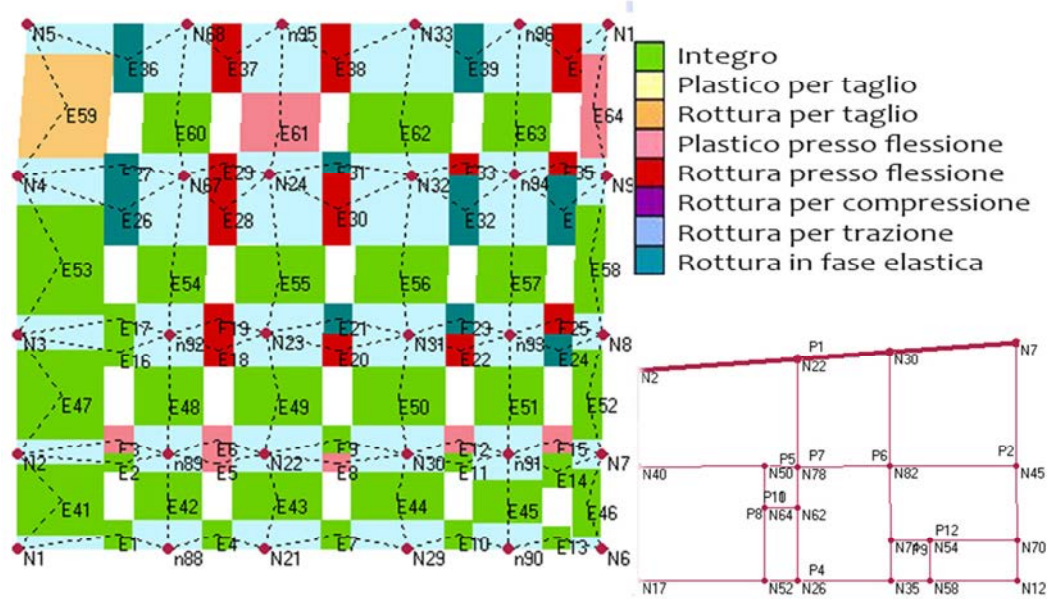
Come precedentemente osservato nel caso analogo, in cui però l'edificio era considerato isolato, le pareti d'ambito maggiormente lesionate sono quelle poste in direzione longitudinale, mentre il prospetto più corto è interessato solo da fenomeni di plasticizzazione per presso flessione.

Nella parete 1 diversi elementi si rompono per presso flessione o raggiungono la rottura in fase elastica, ed in una porzione di muratura, corrispondente al punto in cui è stato inserito il vincolo a quota maggiore, la struttura raggiunge la fase plastica per effetto del taglio.

La facciata rivolta verso la piazza (parete 4) presenta una concentrazione di elementi danneggiati nella sua parte superiore, arrivando in alcuni casi a rottura per pressoflessione e, in limitati punti, a rottura in fase elastica. Per quanto riguarda l'effetto del taglio, la localizzazione delle rotture ad esso dovute osservate nella parete 1 trovano corrispondenza nella facciata principale: anche in questo caso il fenomeno si presenta i

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

corrispondenza del vincolo all'ultimo piano.



Parametri di analisi: $T^* = 0,422$ s $m^* = 652.392,22$ kg $W = 2.683.701,99$ kg

Figura 5.5-28: Dettagli dell'analisi 2: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Parametri di analisi: $T^* = 0,422$ s $m^* = 652.392,22$ kg $W = 2.683.701,99$ kg

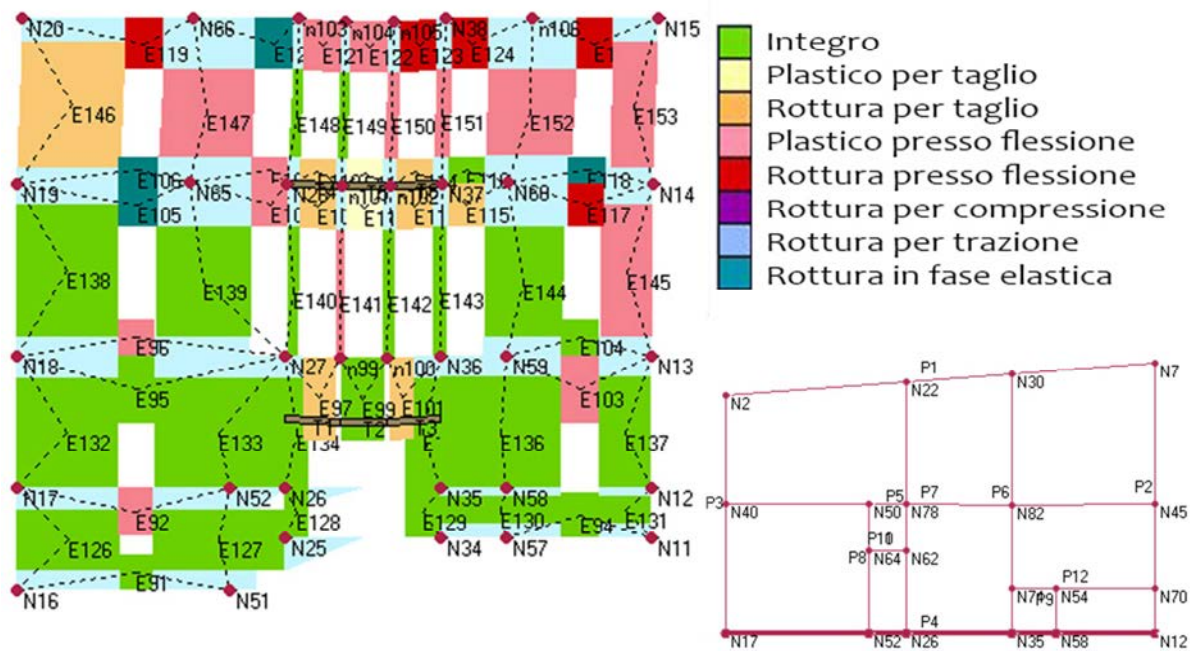


Figura 5.5-29: Dettagli dell'analisi 16: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Anche per quanto riguarda le pareti interne i danni maggiori si riscontrano ai piani superiori, i cui muri trasversali raggiungono in molti casi la rottura per trazione e, in qualche sporadico caso, la rottura in fase elastica.

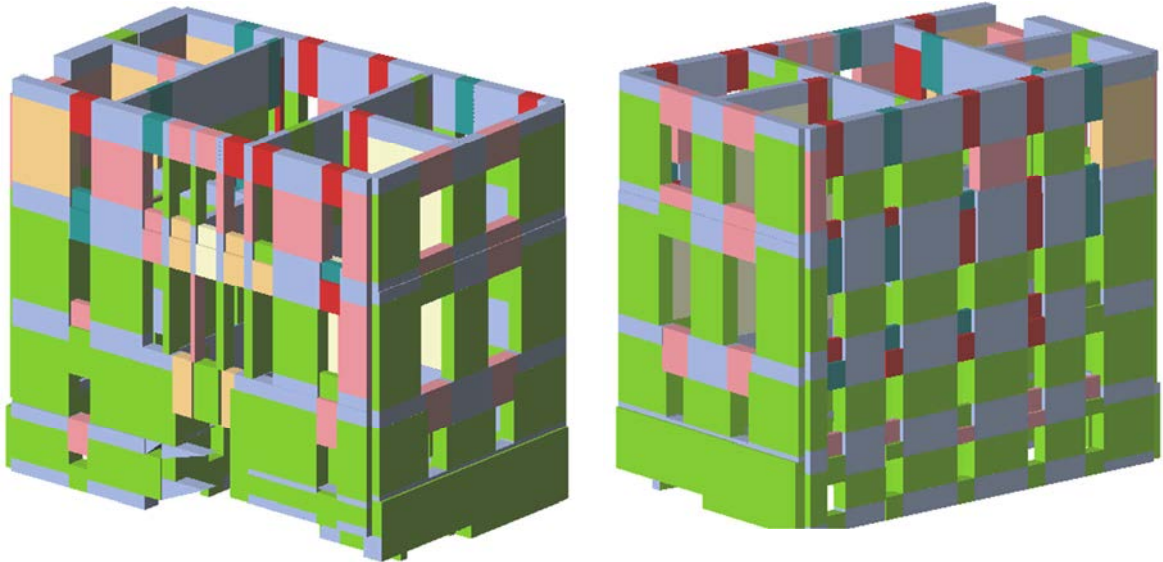


Figura 5.5-30: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 2, sottopasso 31, con sisma in direzione +X.

MODELLO 2, ANALISI 19 (+Y)

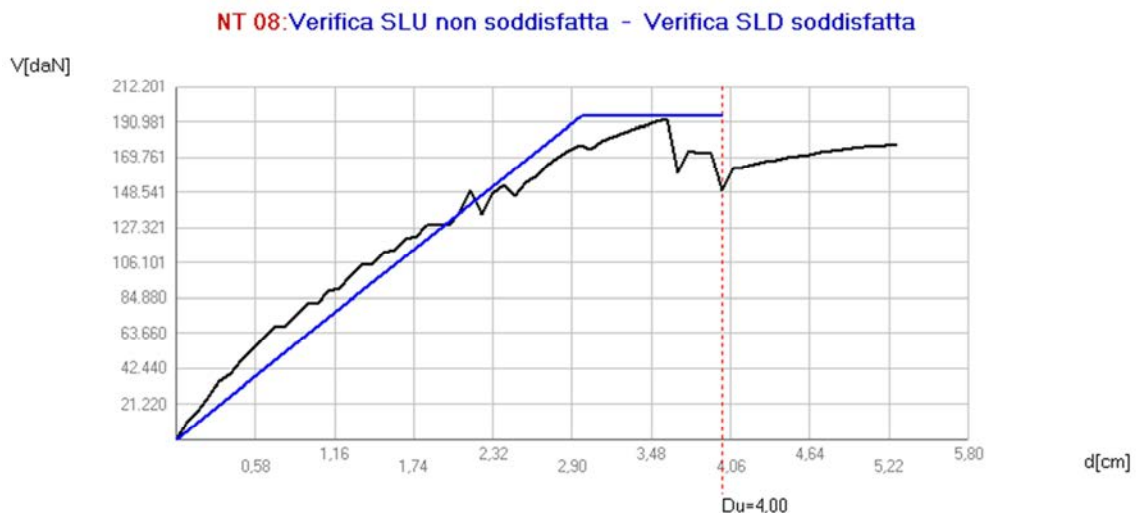


Figura 5.5-31: Curva di capacità nell'analisi 19 con sisma in direzione +Y, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

L'analisi 20 è quella che implica il minore indicatore del rischio di collasso α_u per il modello 2, e considera il sisma agente nella direzione +Y. Anche in questo caso la curva di capacità indica che il valore richiesto dalla normativa è maggiore di quello che la struttura può fornire.

Rispetto al precedente caso, critico per la direzione X, la percentuale di elementi che mantengono l'integrità è molto maggiore: la parete 1 presenta al massimo fenomeni di plasticità dovuti a pressoflessione, nella parete 4 la situazione è analoga, ma si

manifestano anche dei fenomeni di plasticizzazione dovuti all'effetto del taglio nelle architravi delle aperture centrali.

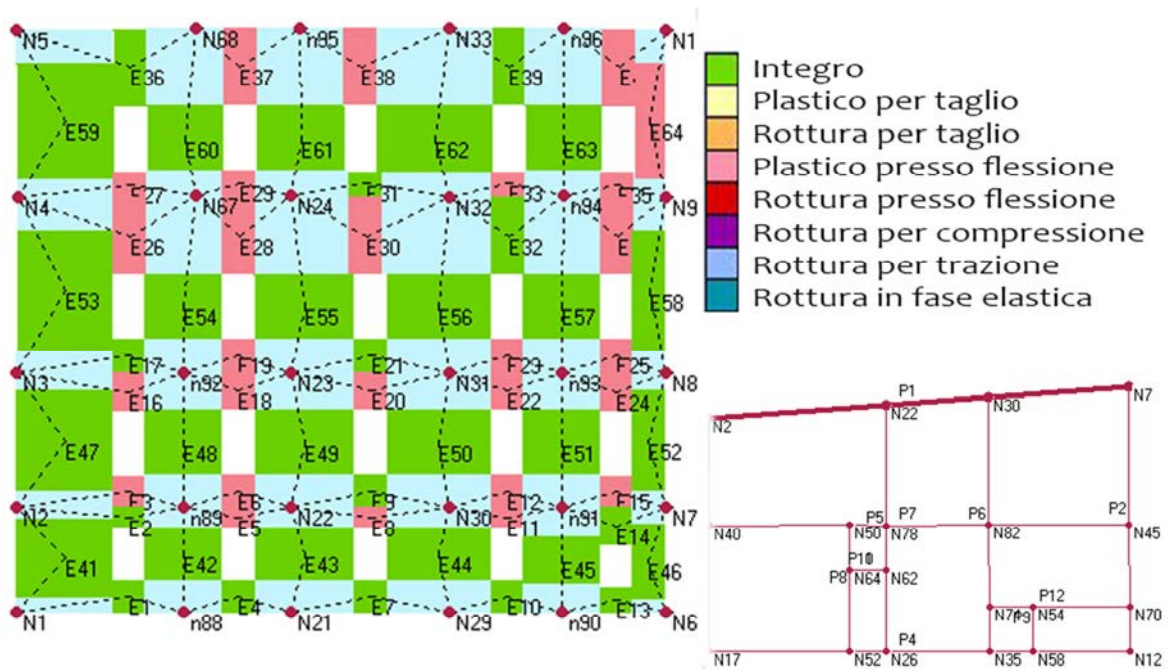


Figura 5.5-32: Dettagli dell'analisi 19: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Parametri di analisi: $T^* = 0,858 \text{ s}$ $m^* = 1.221.371,40 \text{ kg}$ $W = 2.683.701,99 \text{ kg}$

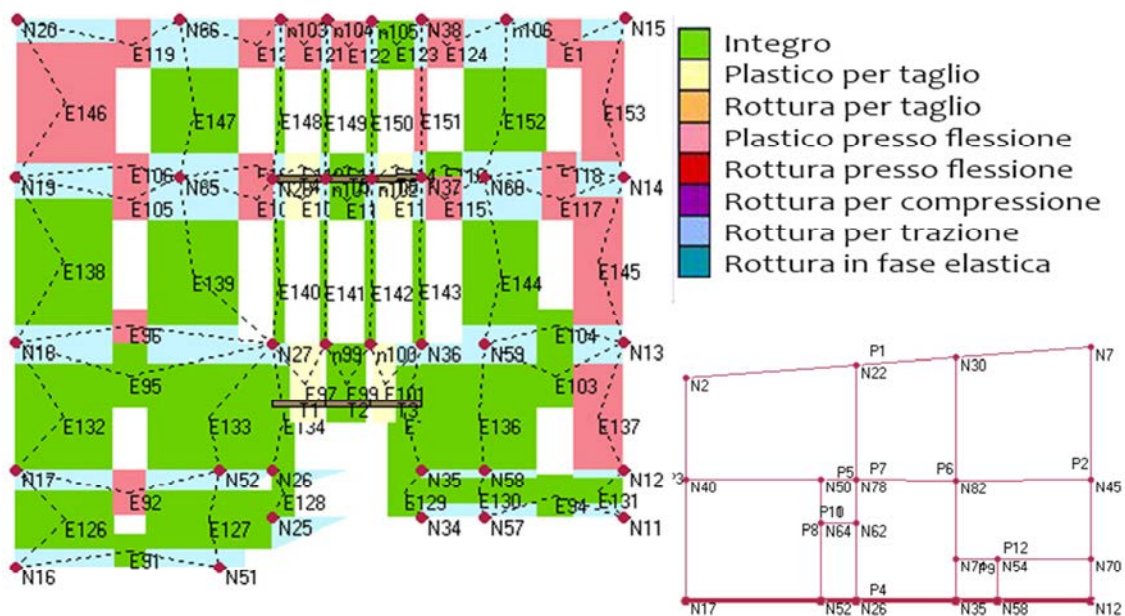


Figura 5.5-33: Dettagli dell'analisi 19: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Nella parte alta della facciata più corta alcune porzioni di fasce di piano, in corrispondenza delle aperture, raggiungono la rottura per presso flessione, mentre quelle rimanenti in qualche caso, nei piani più alti, si rompono a trazione.

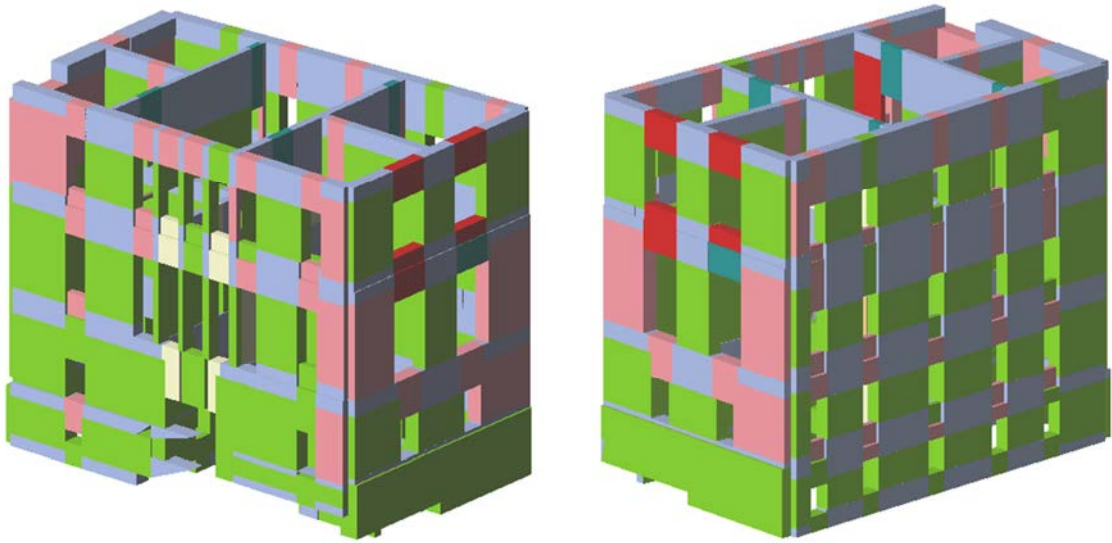


Figura 5.5-34: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 19, sottopasso 49 con sisma in direzione +Y.



5.5.2.3. Descrizione modello 3a LC1

Come precedentemente accennato, nella realizzazione del modello 3a sono stati considerati dei presidi sismici che potrebbero essere stati aggiunti in un intervento di restauro risalente 1932. Sulla base dei documenti storici consultati, è stato inserito, a livello dell'impalcato del piano secondo, un cordolo in cemento armato lungo i tre lati principali dell'edificio (escludendo quindi il lato addossato all'edificio adiacente) di sezione 0,45m x 0,30m ; la composizione dell'armatura è stata ipotizzata, considerando 4 ϕ 15 nella parte superiore e 4 ϕ 18 nella parte inferiore, con staffe ϕ 10 passo 0,30m. Analogamente, un altro cordolo è stato posizionato a livello della copertura, sempre lungo gli stessi tre lati, di sezione differente: 0,28m x 0,6m; anche in questo caso si è ipotizzata un'armatura di 4 ϕ 15 e 4 ϕ 18, con staffe ϕ 12 passo 0,3m.

Le analisi sono state effettuate considerando un LC1.

I risultati delle analisi, riportati in **Tabella 5.5-5** indicano che tutte le 12 analisi in Y non risultano soddisfatte, mentre 10 tra le 12 analisi effettuate considerando l'azione del sisma in direzione X risultano soddisfatte allo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Analizzando i risultati si osserva che il valore più basso di α_u elaborato è pari a 0,52, in direzione Y, dunque la struttura è in grado di sopportare circa il 52% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), avente un periodo di ritorno TRD di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è circa la metà di quella realmente incidente nella direzione considerata. L'introduzione dei cordoli ha portato un sensibile miglioramento delle condizioni generali della struttura: il valore medio di α_u per le 24 analisi eseguite è di 1,01. L'edificio nel complesso risulta quindi adeguato, in quanto l'indicatore del rischio di collasso risulta maggiore di 1. L'analisi 24, la più gravosa, che considera la direzione -Y, una distribuzione delle forze proporzionale al primo modo di vibrare e una eccentricità pari a -5%, è riportata graficamente con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità. Analogamente vengono riportati anche i risultati relativi alla condizione più gravosa nella direzione opposta: all'analisi 15 che considera il sisma in direzione -X, con un'eccentricità pari a +5% e la distribuzione delle forze proporzionale al primo modo, corrisponde un α_u pari a 0,91. Di seguito è riportata la tabella con i risultati delle 24 analisi, con indicate in giallo le due più onerose nelle direzioni X e Y; in verde sono segnate le analisi verificate, in rosso quelle non verificate.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD				SLO				
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	0,32	0,88	0,70	Si	0,13	0,88	Si	0,10	0,88	Si	1,79	4,46
2	+X	1° modo	0,0	0,83	0,96	1,28	Si	0,22	0,96	Si	0,17	0,96	Si	1,08	2,94
3	-X	Masse	0,0	0,30	1,04	0,74	Si	0,13	0,72	Si	0,10	0,72	Si	1,88	3,99
4	-X	1° modo	0,0	0,86	0,88	1,34	Si	0,22	0,80	Si	0,17	0,80	Si	1,01	2,61
5	+Y	Masse	0,0	6,33	4,24	3,55	No	2,07	3,84	Si	1,46	2,80	Si	0,67	1,86
6	+Y	1° modo	0,0	7,64	4,80	4,06	No	2,49	3,28	Si	1,76	2,80	Si	0,63	1,32
7	-Y	Masse	0,0	6,19	3,92	3,39	No	2,02	2,88	Si	1,42	2,48	Si	0,63	1,43
8	-Y	1° modo	0,0	7,43	3,92	3,99	No	2,42	2,56	Si	1,71	2,40	Si	0,53	1,06
9	+X	Masse	61,9	0,31	0,88	0,69	Si	0,13	0,72	Si	0,10	0,72	Si	1,81	4,14
10	+X	Masse	-61,9	0,32	0,88	0,71	Si	0,13	0,88	Si	0,11	0,88	Si	1,76	4,38
11	+X	1° modo	61,9	0,82	0,80	1,28	No	0,22	0,72	Si	0,17	0,72	Si	0,99	2,52
12	+X	1° modo	-61,9	0,85	1,04	1,31	Si	0,22	0,96	Si	0,17	0,96	Si	1,11	2,90
13	-X	Masse	61,9	0,29	0,72	0,73	Si	0,12	0,72	Si	0,10	0,72	Si	1,65	4,09
14	-X	Masse	-61,9	0,31	0,96	0,78	Si	0,13	0,56	Si	0,10	0,56	Si	1,75	3,46
15	-X	1° modo	61,9	0,86	0,72	1,38	No	0,21	0,72	Si	0,16	0,72	Si	0,91	2,47
16	-X	1° modo	-61,9	0,93	0,96	1,43	Si	0,22	0,96	Si	0,17	0,96	Si	1,02	2,80
17	+Y	Masse	98,3	6,61	4,32	3,40	No	2,15	3,68	Si	1,52	2,88	Si	0,65	1,71
18	+Y	Masse	-98,3	6,15	4,16	3,66	No	2,01	3,84	Si	1,41	2,80	Si	0,68	1,91
19	+Y	1° modo	98,3	7,90	4,96	3,96	No	2,57	3,52	Si	1,82	2,88	Si	0,63	1,37
20	+Y	1° modo	-98,3	7,30	4,64	4,25	No	2,38	3,36	Si	1,68	2,64	Si	0,64	1,41
21	-Y	Masse	98,3	6,40	3,92	3,28	No	2,09	2,88	Si	1,47	2,56	Si	0,61	1,38
22	-Y	Masse	-98,3	6,00	3,84	3,49	No	1,96	2,88	Si	1,38	2,48	Si	0,64	1,47
23	-Y	1° modo	98,3	7,74	4,16	3,84	No	2,53	2,72	Si	1,78	2,48	Si	0,54	1,08
24	-Y	1° modo	-98,3	7,17	3,76	4,11	No	2,34	3,04	Si	1,65	2,32	Si	0,52	1,30

Tabella 5.5-5: Risultati delle analisi Modello 3a (sono evidenziate in giallo le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y).

MODELLO 3a, ANALISI 15 (-X)

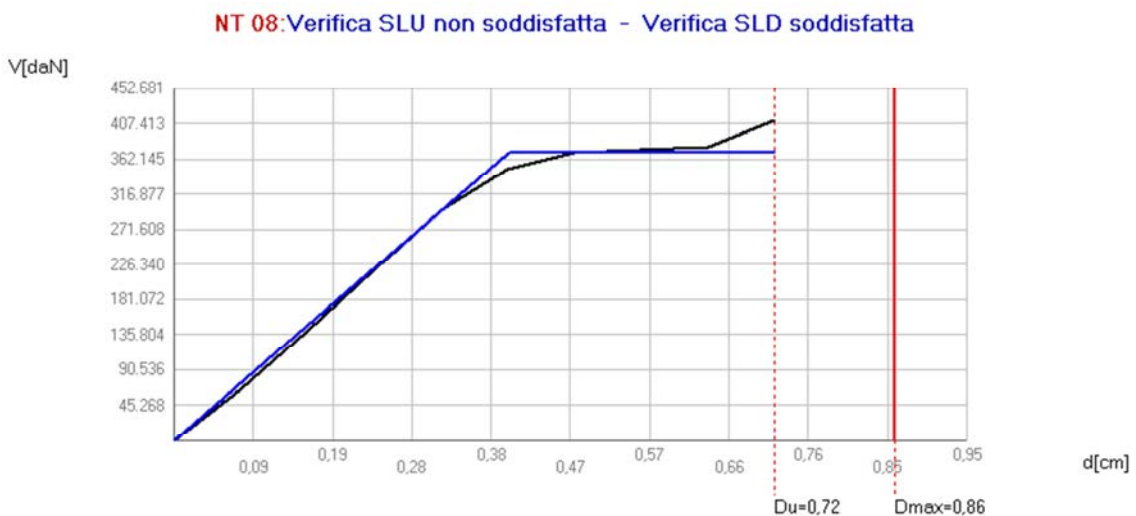


Figura 5.5-35: Curva di capacità nell'analisi 15 con sisma in direzione - X, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

L'analisi 15 considera il sisma agente nella direzione -X. La curva di capacità, riportata in Figura 5.5-35, indica che il valore richiesto dalla normativa è maggiore di quello che la struttura può fornire.

Parametri di analisi: $T^* = 0,150$ s $m^* = 527.013,17$ kg $W = 2.713.692,13$ kg

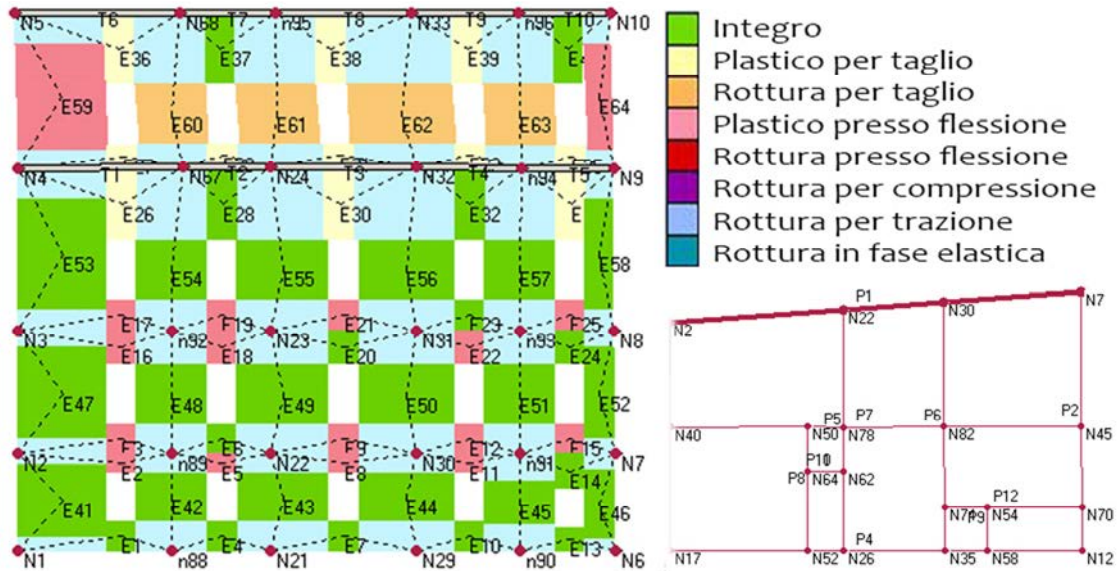


Figura 5.5-36: Dettagli dell'analisi 15: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

L'analisi dei due prospetti lunghi dell'edificio evidenzia che nella parete rivolta verso valle la porzione superiore subisce danni dovuti per lo più all'effetto del taglio, raggiungendo in alcuni punti la plasticizzazione e in altri arrivando a rottura. Analogamente a quanto descritto precedentemente, la porzione inferiore della parete raggiunge in molti punti la plasticizzazione per presso flessione, ma complessivamente la muratura non subisce altri grossi danneggiamenti. Nel prospetto principale la porzione più danneggiata è collocata in alto, ovvero in corrispondenza del livello in cui non sono stati inseriti dei vincoli; in questo lato i fenomeni di plasticizzazioni sono dovuti ad effetti di taglio, tranne in pochi casi: il posizionamento dei due cordoli ha influenzato molto il comportamento strutturale dell'edificio

Parametri di analisi: $T^* = 0,150 \text{ s}$ $m^* = 527.013,17 \text{ kg}$ $W = 2.713.692,13 \text{ kg}$

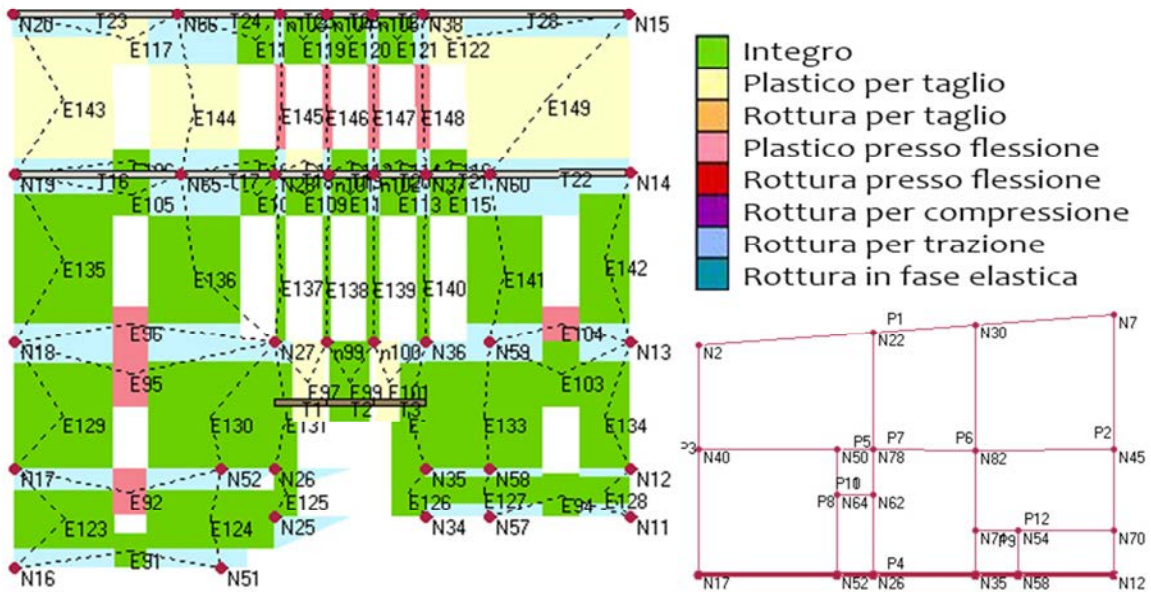


Figura 5.5-37: Dettagli dell'analisi 15: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

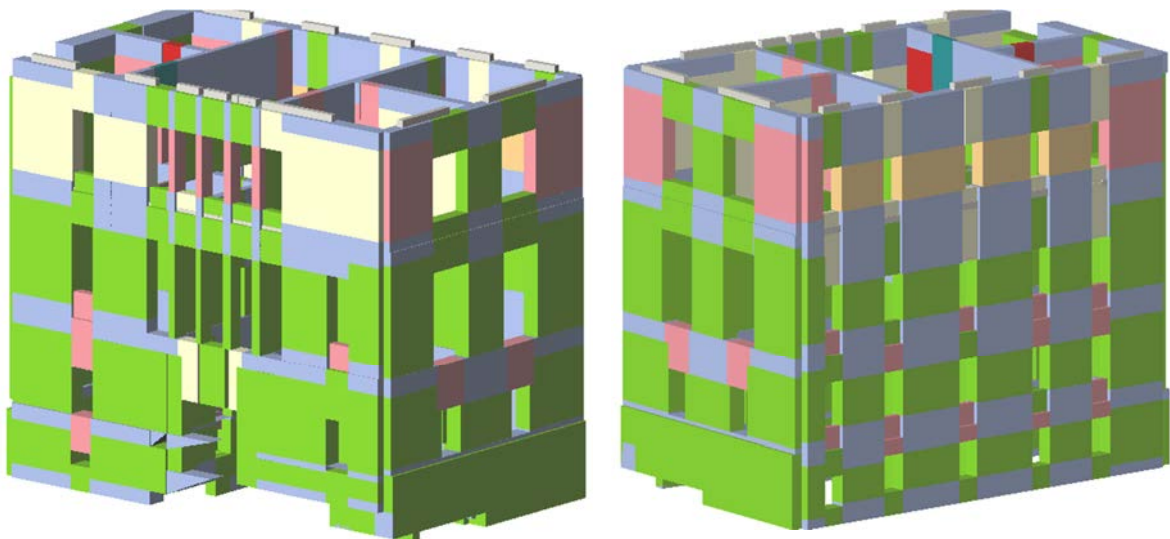


Figura 5.5-38: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 15, sottopasso 11 con sisma in direzione -X.

L'edificio nel complesso risponde alla sollecitazione in direzione X lesionandosi nelle porzioni in corrispondenza delle aperture nelle pareti longitudinali, mentre il lato corto non presenta particolari problematiche, raggiungendo nei casi più gravi solo la plasticizzazione.

MODELLO 3a, ANALISI 24 (-Y)

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

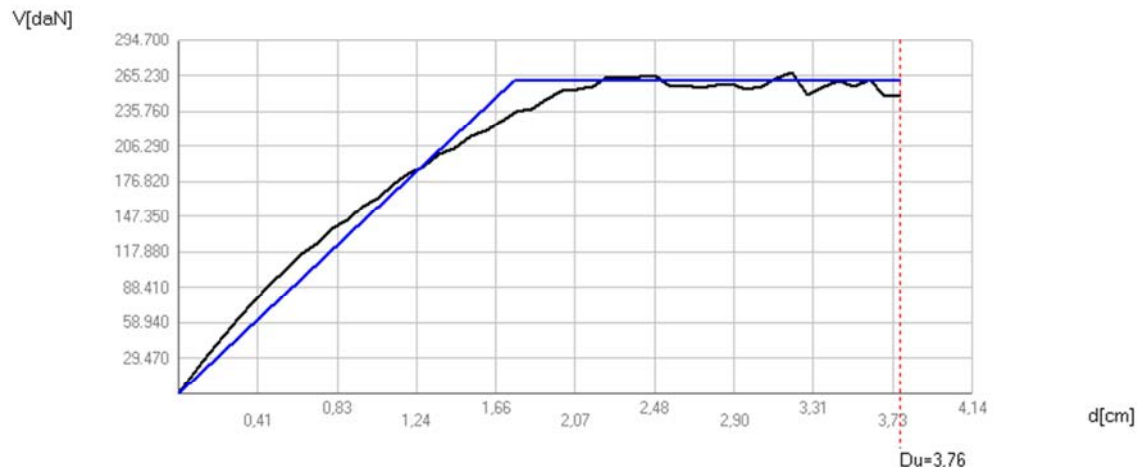


Figura 5.5-39: Curva di capacità nell'analisi 24 con sisma in direzione -Y, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

Nel caso di edificio vincolato, in presenza di presidi sismici, il caso più gravoso corrisponde alla sollecitazione in direzione -Y.

Parametri di analisi: $T^* = 0,573 \text{ s}$ $m^* = 1.244.753,38 \text{ kg}$ $W = 2.713.692,13 \text{ kg}$

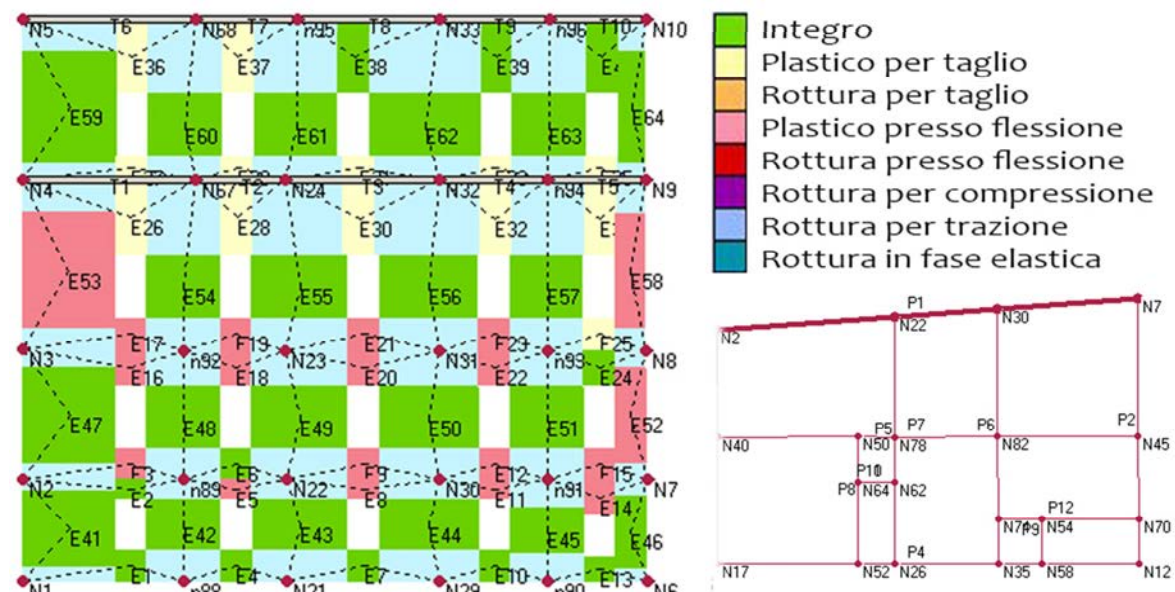


Figura 5.5-40: Dettagli dell'analisi 24: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Le modalità di danneggiamento delle facciate longitudinali sono coerenti con le aspettative, ovvero con i risultati emersi dalle corrispondenti analisi precedenti: nella porzione superiore della parete i danneggiamenti sono imputabili ad effetto del taglio, mentre gli elementi nella porzione inferiore si raggiunge la plasticizzazione per pressoflessione.

Complessivamente, il lato corto risulta essere quello maggiormente danneggiato, si tratta di rotture dovute quasi interamente a taglio, e a fenomeni di plasticizzazione legati al taglio o a pressoflessione.

Parametri di analisi: $T^* = 0,573 \text{ s}$ $m^* = 1.244.753,38 \text{ kg}$ $W = 2.713.692,13 \text{ kg}$

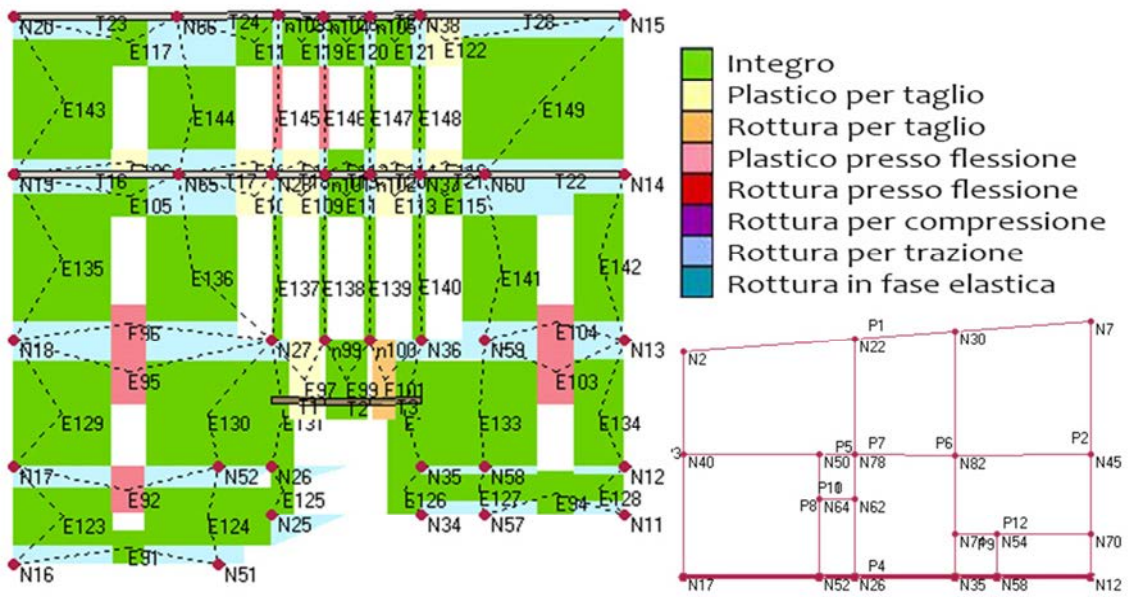


Figura 5.5-41: Dettagli dell'analisi 24: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione a in pianta al secondo livello.

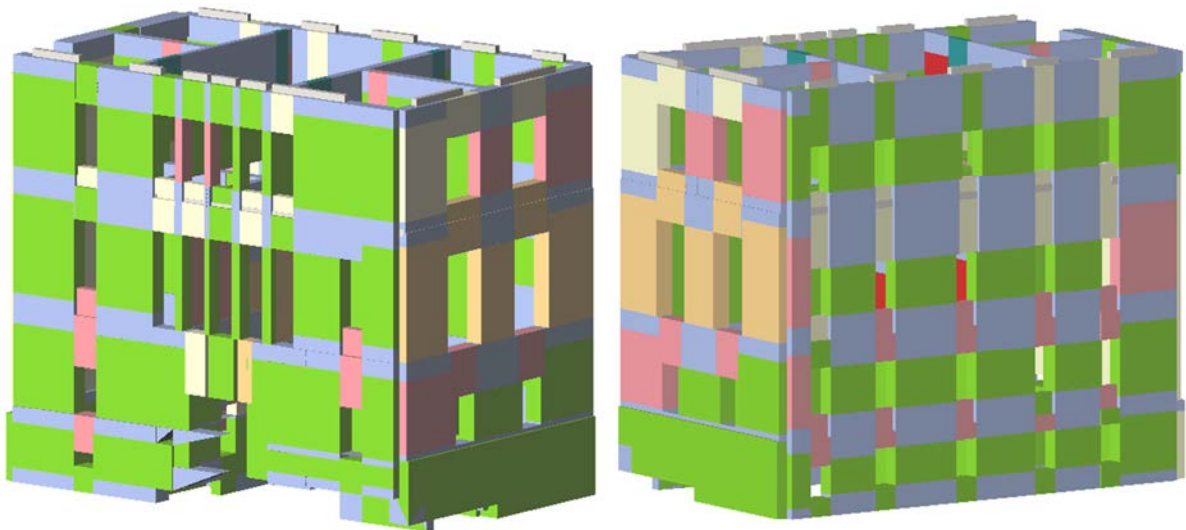


Figura 5.5-42: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 24, sottopasso 49 con sisma in direzione -Y.



5.5.2.4. Descrizione modello 3b LC2

Questo modello è stato realizzato a partire dal modello 3a, considerando quindi l'edificio vincolato e con i due cordoli descritti precedentemente, ma ipotizzando questa volta una conoscenza più approfondita del manufatto. Nella definizione dei materiali impiegati nel programma si è considerato un LC2, le caratteristiche specifiche della muratura sono quelle descritte nei casi precedenti in cui è stato utilizzato un LC2, che si riportano nuovamente per completezza:

Materiale	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
Muratura a conci sbazzati	250	4,3	1230	410	20

Tabella 5.5-6: Caratteristiche meccaniche della muratura, considerando il livello di conoscenza LC2.

I risultati delle analisi, riportati in Tabella 5.5-7, indicano che tutte le 12 analisi in direzione X risultano soddisfatte allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, e solo 1 tra le 12 analisi in direzione Y risulta soddisfatta. Analizzando i risultati si osserva che il valore più basso di α_u elaborato è pari a 0,62, in direzione Y, dunque la struttura è in grado di sopportare circa il 62% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), avente un periodo di ritorno TRD di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è circa la metà di quella realmente incidente nella direzione considerata. L'impiego di un diverso livello di conoscenza ha portato ad un leggero aumento dei valori: il valore medio di α_u è pari a 1,17. L'analisi 8, la più gravosa, che considera la direzione -Y, una distribuzione delle forze proporzionale alle masse e una eccentricità nulla, è riportata graficamente con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità. Analogamente vengono riportati anche i risultati relativi alla condizione più gravosa nella direzione opposta: all'analisi 15 che considera il sisma in direzione -X, con un'eccentricità del +5% e la distribuzione delle forze proporzionale al primo modo, corrisponde un α_u pari a 1,06. Di seguito è riportata la tabella con i risultati delle 24 analisi, con indicate in giallo le due più onerose nelle direzioni X e Y; in verde sono segnate le analisi verificate, in rosso quelle non verificate.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD				SLO				
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	0,31	0,96	0,59	Si	0,13	0,72	Si	0,10	0,72	Si	2,05	4,53
2	+X	1° modo	0,0	0,67	0,96	1,08	Si	0,22	0,80	Si	0,17	0,80	Si	1,17	2,88
3	-X	Masse	0,0	0,30	1,12	0,60	Si	0,13	0,88	Si	0,10	0,88	Si	2,18	4,90
4	-X	1° modo	0,0	0,70	1,12	1,14	Si	0,21	0,88	Si	0,16	0,88	Si	1,24	2,97
5	+Y	Masse	0,0	6,26	4,72	3,18	No	2,04	4,08	Si	1,44	2,80	Si	0,75	2,00
6	+Y	1° modo	0,0	7,50	5,84	3,65	No	2,45	3,68	Si	1,72	2,80	Si	0,78	1,50
7	-Y	Masse	0,0	6,30	5,76	2,83	No	2,05	3,76	Si	1,45	2,56	Si	0,91	1,83
8	-Y	1° modo	0,0	7,39	4,56	3,58	No	2,41	3,60	Si	1,70	2,48	Si	0,62	1,49
9	+X	Masse	61,9	0,31	0,88	0,59	Si	0,13	0,80	Si	0,10	0,80	Si	1,99	4,73
10	+X	Masse	-61,9	0,32	0,96	0,60	Si	0,13	0,72	Si	0,11	0,72	Si	2,02	4,45
11	+X	1° modo	61,9	0,66	0,88	1,08	Si	0,22	0,80	Si	0,17	0,80	Si	1,13	2,88
12	+X	1° modo	-61,9	0,69	1,12	1,10	Si	0,22	0,88	Si	0,17	0,88	Si	1,25	2,99
13	-X	Masse	61,9	0,29	0,80	0,61	Si	0,12	0,80	Si	0,10	0,80	Si	1,92	4,76
14	-X	Masse	-61,9	0,31	1,04	0,70	Si	0,13	0,56	Si	0,10	0,56	Si	1,93	3,71
15	-X	1° modo	61,9	0,69	0,80	1,15	Si	0,21	0,80	Si	0,16	0,80	Si	1,06	2,84
16	-X	1° modo	-61,9	0,84	1,04	1,31	Si	0,22	0,56	Si	0,17	0,56	Si	1,11	2,21
17	+Y	Masse	98,3	6,48	4,80	3,08	No	2,11	4,08	Si	1,49	2,88	Si	0,74	1,93
18	+Y	Masse	-98,3	6,07	4,56	3,26	No	1,98	4,08	Si	1,40	2,80	Si	0,75	2,06
19	+Y	1° modo	98,3	7,70	5,12	3,61	No	2,51	3,76	Si	1,77	2,88	Si	0,66	1,50
20	+Y	1° modo	-98,3	7,22	5,60	3,76	No	2,35	3,52	Si	1,66	2,72	Si	0,78	1,49
21	-Y	Masse	98,3	6,45	5,28	2,79	No	2,10	3,68	Si	1,48	2,56	Si	0,82	1,75
22	-Y	Masse	-98,3	6,08	6,16	3,00	Si	1,98	3,76	Si	1,40	2,48	Si	1,00	1,90
23	-Y	1° modo	98,3	7,70	4,80	3,46	No	2,51	3,76	Si	1,77	2,48	Si	0,62	1,50
24	-Y	1° modo	-98,3	7,18	4,48	3,64	No	2,34	3,52	Si	1,65	2,40	Si	0,62	1,51

Tabella 5.5-7: Risultati delle analisi Modello 3b (sono evidenziate in giallo le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y).

MODELLO 3b, ANALISI 15 (-X)

NT 08: Verifica SLU soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

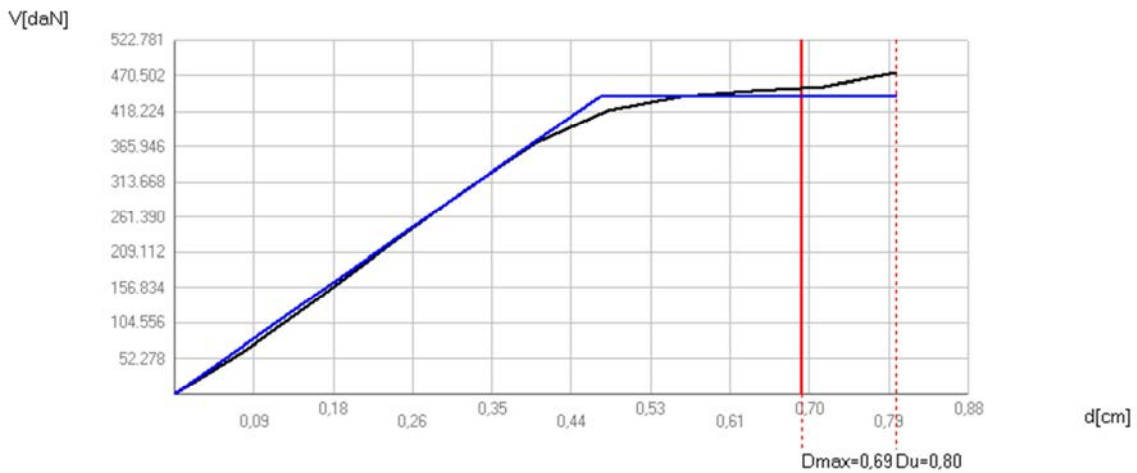


Figura 5.5-43: Curva di capacità nell'analisi 15 con sisma in direzione -X, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

L'analisi 15 del modello 3b considera il sisma agente in direzione -X, e verifica i requisiti imposti dalla normativa per lo Stato Limite della Vita.

Il danneggiamento delle pareti principali rispetta le previsioni attese, presentandosi simile a quello visto in precedenza nei casi analoghi: danni dovuti a taglio nella porzione compresa tra i due cordoli e dovuti alla presoflessione in quella inferiore delle facciate longitudinali.

Qualche elemento interno raggiunge la rottura per plasticizzazione, ed il lato più corto è interessato solida fenomeni di plasticizzazione.

Questa analisi ha fornito un risultato positivo, in quanto i risultati soddisfano i requisiti imposti dalla normativa, ma la descrizione del modello all'ultim step fornito dal programma è comunque utile al fine di comprendere le modalità di danneggiamento a cui è soggetto l'edificio.

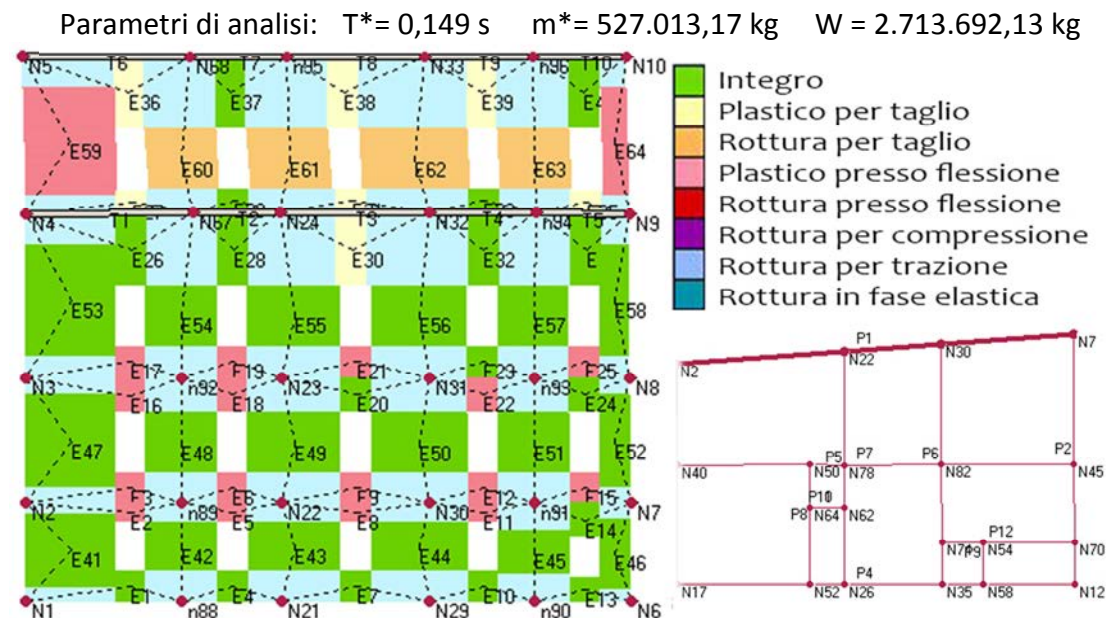


Figura 5.5-44: Dettagli dell'analisi 15: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Parametri di analisi: $T^* = 0,149 \text{ s}$ $m^* = 527.013,17 \text{ kg}$ $W = 2.713.692,13 \text{ kg}$

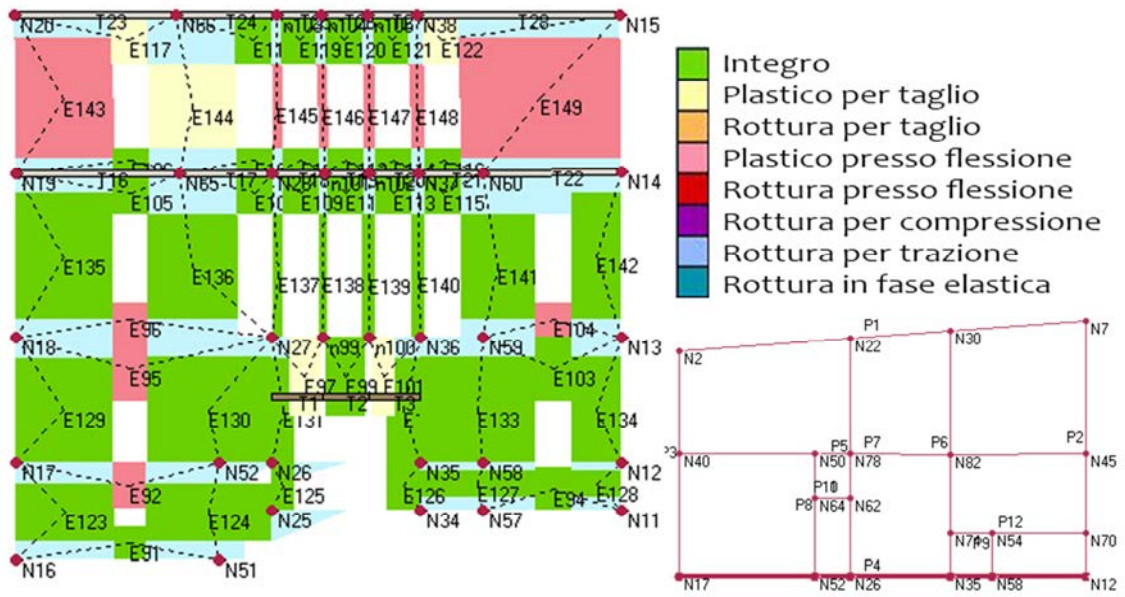


Figura 5.5-45: Dettagli dell'analisi 15: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

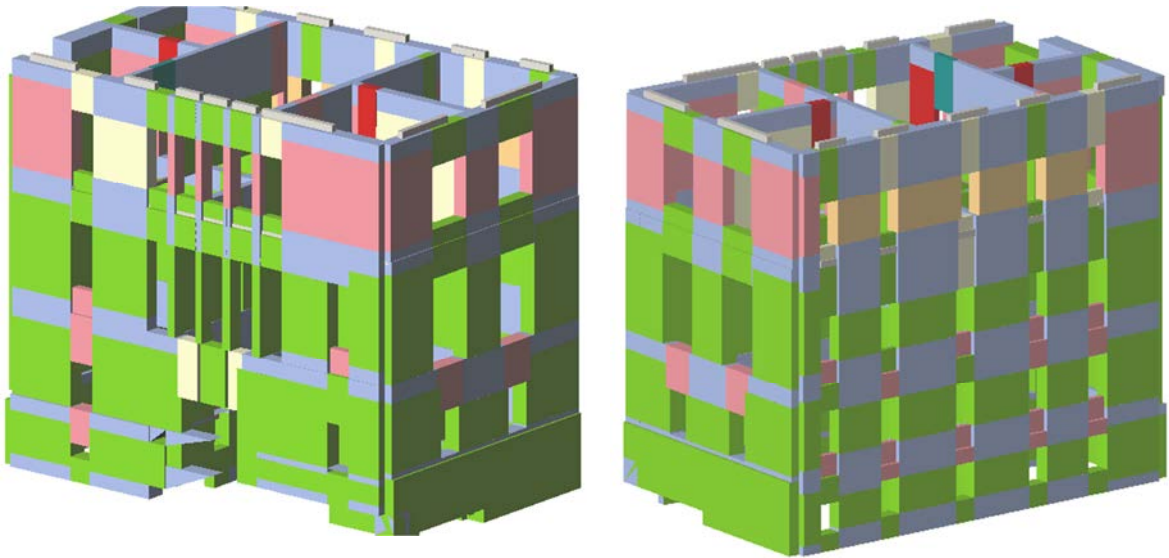


Figura 5.5-46: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 15, sottopasso 12 con sisma in direzione -X.

MODELLO 3b, ANALISI 8 (-Y)

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

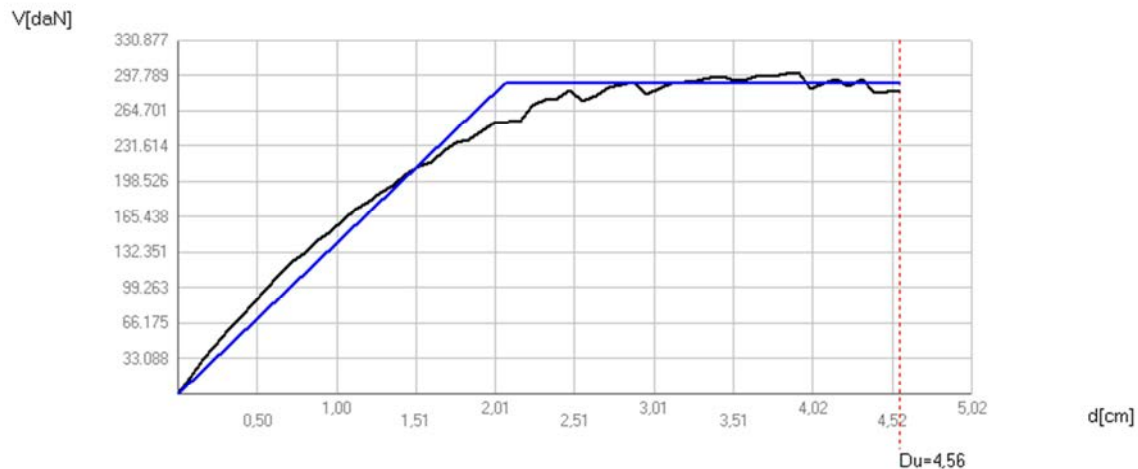


Figura 5.5-47: Curva di capacità nell'analisi 8 con sisma in direzione -Y, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

L'analisi 8 considera il sisma agente in direzione -Y, ed è la più gravosa tra i casi analizzati con il modello 3b.

Le pareti poste in direzione longitudinale non presentano particolari problematiche, i danni si limitano a fenomeni di plasticizzazione. Come ci si aspetta, le pareti maggiormente danneggiate sono quelle disposte in direzione trasversale rispetto a quella lungo cui si sviluppa l'edificio: le lesioni si manifestano maggiormente come rotture per taglio, nelle porzioni centrali della parete, e in qualche altro fenomeno di plasticizzazione.

Parametri di analisi: $T^* = 0,591$ s $m^* = 1.244.753,38$ kg $W = 2.713.692,13$ kg

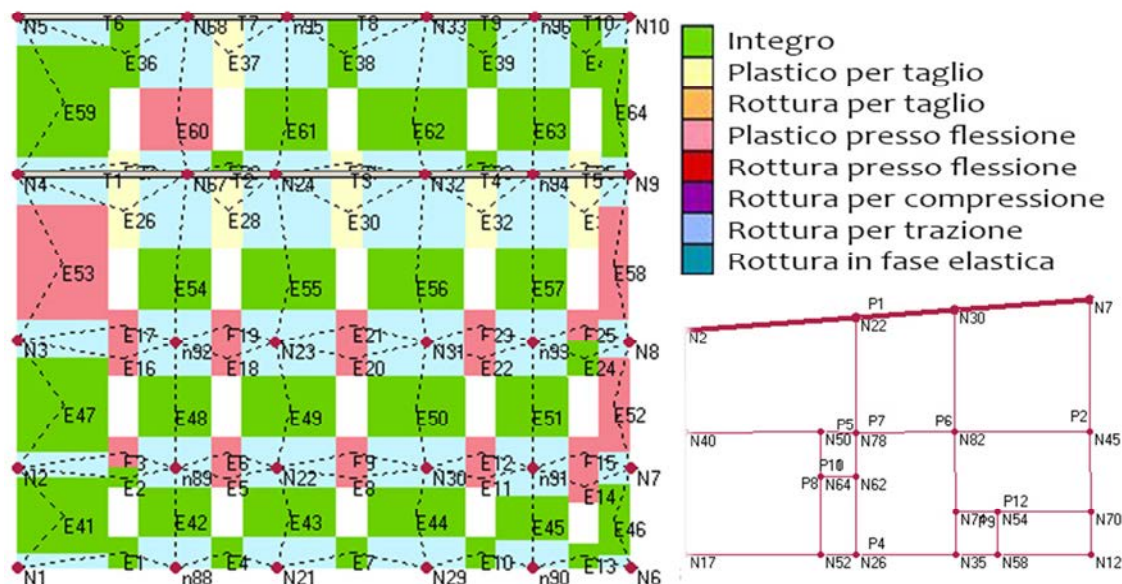


Figura 5.5-48: Dettagli dell'analisi 8: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Parametri di analisi: $T^* = 0,591$ s $m^* = 1.244.753,38$ kg $W = 2.713.692,13$ kg

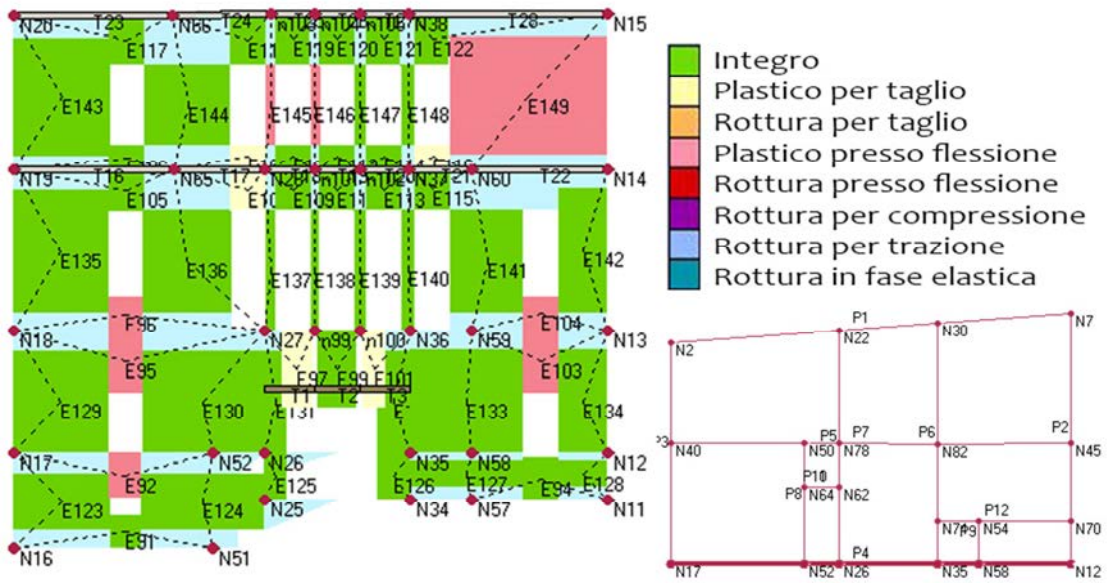


Figura 5.5-49: Dettagli dell'analisi 8: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

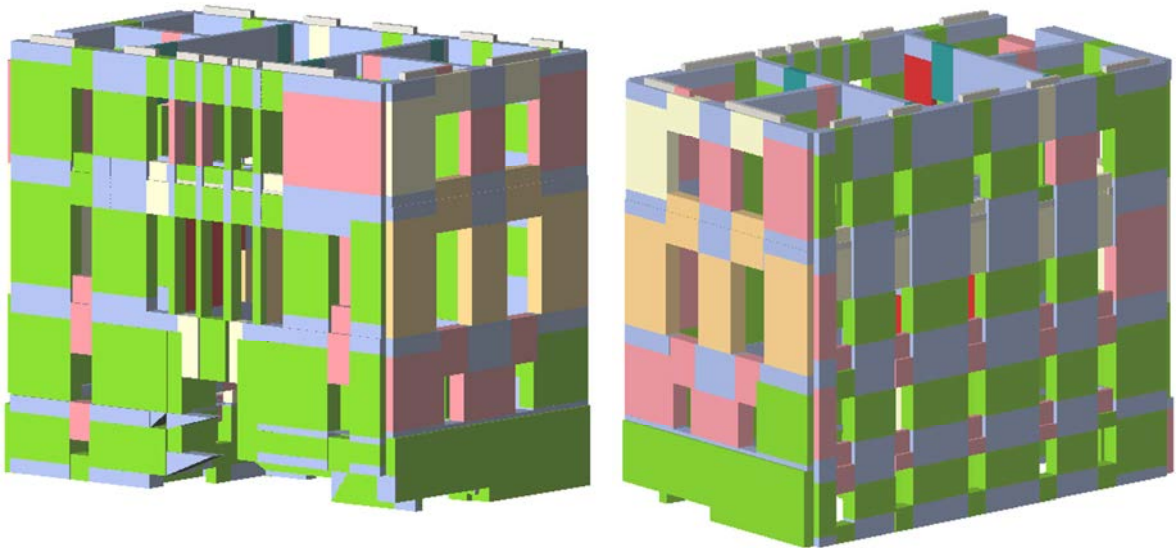


Figura 5.5-50: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 8, sottopasso 59 con sisma in direzione -Y.

5.5.3. Confronto tra le analisi eseguite tramite 3Muri

Seguendo le indicazioni riportate nelle Linee guida per i beni culturali tutelati, in molti casi è importante e necessario attenersi ad interventi di miglioramento piuttosto che ad interventi di adeguamento. Come già riportato, per miglioramento si intende l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni iniziali, con un livello di protezione sismica che potrebbe essere inferiore rispetto a quello richiesto in caso di adeguamento.

Ai fini di una valutazione dell'effettivo miglioramento che la realizzazione di alcuni interventi potrebbe portare, è necessario fornire una stima dell'indice di sicurezza sismica nella situazione analizzata finora attraverso l'analisi delle verifiche relative al modello costruito in 3Muri. La definizione dell'indice di sicurezza sismica può essere effettuata mediante il rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SL = SLV, SLD, SLO) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$. Viene considerato il più significativo degli indici di sicurezza, ovvero quello riferito allo SLV:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} = \frac{X}{712}$$

Se il valore di $I_{S,SLV}$ è maggiore o uguale a uno il manufatto si può considerare in condizioni di sicurezza rispetto ai valori assunti come riferimento per la vita nominale e per l'uso.

In questo studio, l'indice di sicurezza sismica risulta minore di uno, quindi potrebbero essere necessari interventi finalizzati alla messa in sicurezza dell'edificio.

Il miglioramento può essere valutato anche riferendosi direttamente alla vita nominale, valutando il valore di essa che corrisponde alla situazione precedente ad un eventuale progetto di interventi, attraverso la formula:

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

Dove:

- T_{SLV} è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello SLV;
- P_{VR} è la probabilità di superamento relativa allo stato limite considerato (10% per lo SLV);
- C_U è il coefficiente d'uso relativo alla classe d'uso ($C_U = 1,5$ per la classe d'uso III).

Il programma fornisce i valori di PGAD (Pick Ground Acceleration di Domanda relativa ad un periodo di ritorno pari a 712 anni e percentuale di probabilità di superamento in 50 anni del 10% relativa allo SLV) e di PGAC (Pick Ground Acceleration di Capacità reale), entrambi espressi in ms^{-2} . Dividendo questi ultimi per l'accelerazione di gravità g si ottengono i valori di a_g corrispondenti, da cui è possibile ricavare i parametri sismici.

Nel caso specifico 3Muri fornisce il periodo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica, che porta al raggiungimento dello SLV con P_{VR} 10%, pari a 145 anni.

In Tabella 5.5-9 sono riportati i risultati maggiormente significativi delle analisi dei quattro modelli, ovvero quelle che presentano i valori minori di α_u in X e in Y per ciascuno dei modelli descritti precedentemente. Per semplicità si ricordano sinteticamente le caratteristiche di ciascun modello, attraverso dei simboli il cui significato è spiegato nella tabella seguente:





 LC1	Modello 1	Edificio isolato, senza cordoli perimetrali, in LC1.
 LC1	Modello 2	Edificio vincolato, senza cordoli perimetrali, in LC1.
 LC1	Modello 3a	Edificio vincolato, con cordoli perimetrali, in LC1.
 LC2	Modello 3b	Edificio vincolato, con cordoli perimetrali, in LC2.

Tabella 5.5-8: Sintetica descrizione dei modelli 1, 2, 3a, 3b.





	Modello 1  LC1	Modello 2  LC1	Modello 3a  LC1	Modello 3b  LC2
α_u medio	0,55	0,67	1,01	1,17
Analisi (X)	4	2	15	15
α_u (X)	0,46	0,5	0,91	1,06
T_{SLV} (X)	143	153	560	912
$I_{S,SLV}$ (X)	0,20	0,22	0,79	1,28
V_N (X)	10,01	10,71	39,2	63,84
Analisi (Y)	19	19	24	8
α_u (Y)	0,38	0,40	0,52	0,62
T_{SLV} (Y)	100	111	179	241
$I_{S,SLV}$ (Y)	0,14	0,16	0,25	0,34
V_N (Y)	7	7,77	12,53	16,87

Tabella 5.5-9: Risultati maggiormente significativi delle analisi relative ai modelli 1, 2, 3a e 3b; i valori di vita nominale più bassa di ciascun modello sono evidenziati in giallo.

Confrontando i minimi valori ottenuti dall'elaborazione di ciascun modello, quello che dà valori complessivamente più soddisfacenti in termini di indicatore del rischio di collasso è il modello che considera l'edificio vincolato, la presenza dei due cordoli e un livello di conoscenza maggiore, cioè il modello 3b, ma si tratta comunque di valori bassi.

L'introduzione di vincoli fissi non ha portato, a prima vista, differenze significative nel comportamento globale dell'edificio, anche se c'è stato un piccolo miglioramento di tutti i valori. L'inserimento dei cordoli invece ha generato un notevole miglioramento di tutti i parametri utili a definire il livello di vulnerabilità dell'edificio, sia per quanto riguarda le analisi eseguite in direzione X, sia per quelle relative alla direzione Y.

Avere svolto le stesse analisi su diversi modelli ha permesso inoltre di poter valutare come una conoscenza migliore dell'edificio (che si traduce anche nella possibilità di inserire degli elementi che ne riducono la pericolosità sismica) sia importante nell'ambito di un'analisi di vulnerabilità, e possa portare a dei risultati più soddisfacenti.

Dal confronto dei risultati dell'analisi 3a, eseguita con LC1, e quelli dell'analisi 3b, eseguita in LC2, emerge che, a parità di condizioni, cambiando solo il livello di conoscenza il programma fornisce differenze significative nei risultati. Questa differenza si nota particolarmente considerando il confronto tra analisi sviluppate con le stesse condizioni, ovvero tra l'analisi 15 del modello 3a (la più gravosa di quelle che considerano l'azione sismica agente in direzione X), che fornisce un valore di V_N pari a 39,2 anni, e la sua corrispettiva nel modello 3b, che fornisce un valore pari a 63,84 anni.

La Figura 5.5-51 mostra il confronto tra le curve di capacità (bilineari equivalenti) delle analisi più sfavorevoli di ciascun modello.

Si ricorda che le curve bilineari di capacità rappresentano l'evoluzione della risposta strutturale ad un'azione sismica orizzontale, dalla condizione iniziale non danneggiata (comportamento elastico), alla formazione e al progredire delle lesioni, alla perdita di equilibrio, fino al collasso. Sono caratterizzate dal valore di snervamento di taglio alla base e dai valori di spostamento d_y (corrispondente alla condizione di plasticizzazione) e di spostamento ultimo d_u (capacità di spostamento massima dell'edificio).

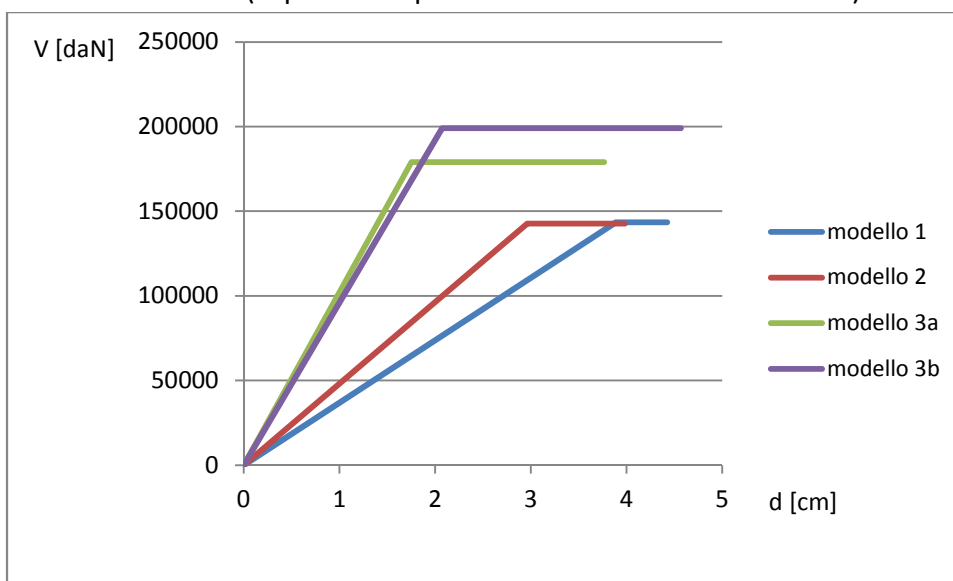


Figura 5.5-51: Confronto tra le curve di capacità (bilineare equivalente) delle analisi più sfavorevoli di ciascun modello, in ascissa è indicato lo spostamento del punto di controllo, in ordinata il valore del taglio alla base.

Anche in questo confronto appare chiaro come l'introduzione dei cordoli abbia influito molto nel comportamento globale della struttura: il modello 3b è quello che sopporta un valore di taglio maggiore, di poco superiore rispetto al modello 3a. Gli altri due modelli raggiungono un limite di resistenza a taglio per valori molto inferiori. In termini di spostamento i valori maggiori si ottengono dal modello 1 e dal modello 3b.

Tornando a considerare i risultati complessivi delle analisi, si osserva che il valore della vita nominale V_N ottenuto mediante la formula precedentemente descritta, risulta in tutti i modelli considerati inferiore al valore assunto precedentemente per questa struttura (pari a 50), dovendo considerare per ciascun modello il valore minore tra i risultati delle 24 analisi.

Nelle Linee Guida non è prescritto, per un bene culturale, il raggiungimento di un prefissato livello di sicurezza. Garantire l'intervento per una vita nominale minore implica di dover prevedere una nuova verifica entro quel termine, un adeguato piano di monitoraggio e, nei casi di edifici con funzione strategica o sociale (come questo caso), ulteriori provvedimenti per garantirne la sicurezza. In quest'ottica, valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono comunque considerarsi ammissibili per un edificio tutelato¹⁰⁵.

Poiché la vita nominale risulta comunque inferiore ai 20 anni suggeriti dalla norma, l'analisi è stata ripetuta su un nuovo modello, realizzato a partire dal modello numero 3b, modificandone alcuni parametri.

Le modifiche sono state introdotte al fine di simulare eventuali interventi di miglioramento strutturale dell'edificio. Si è ipotizzato di migliorare la coesione delle murature tramite delle iniezioni di miscele leganti e di irrigidire i solai lignei attraverso un intervento di rafforzamento utilizzando il sistema legno-legno. Nel modello sono stati quindi cambiati i parametri che descrivono le murature e la tipologia degli orizzontamenti ligei, caratterizzati in questo nuovo modello da un doppio tavolato ben collegato alla muratura, di spessore complessivo 9 cm. È bene osservare che si è scelto di migliorare le caratteristiche di tutte le murature, si tratta dunque di un'ipotesi di intervento generalizzata, che non prevede la scelta mirata degli elementi da iniettare.

Considerando che le variabili più influenti nella valutazione dei modelli riguardano il livello di conoscenza e il grado di vincolo dell'edificio, anche in questo caso sono state

¹⁰⁵ Linee Guida, § 2.4, *Livelli di sicurezza sismica*.

preste delle varianti: si è considerato un modello non vincolato in LC1, uno vincolato in LC1 e uno vincolato in LC2.

E' stata utilizzata una simbologia analoga a quella usata precedentemente:




 LC1	Modello 4a	Edificio isolato, con cordoli perimetrali, con iniezioni e irrigidimento dei solai, in LC1.
 LC1	Modello 4b	Edificio vincolato, con cordoli perimetrali, con iniezioni e irrigidimento dei solai, in LC1.
 LC2	Modello 4c	Edificio vincolato, con cordoli perimetrali, con iniezioni e irrigidimento dei solai, in LC2.

Tabella 5.5-10: Sintetica descrizione dei modelli 4a, 4b e 4c.

I risultati sono sinteticamente riportati in Tabella 5.5-11¹⁰⁶.




	Modello 4a  LC1	Modello 4b  LC1	Modello 4c  LC2
α_u medio	0,78	1,40	1,60
Analisi (X)	11	11	15
α_u (X)	0,69	1,39	1,57
T_{SLV} (X)	295	2470	>2475
$I_{S,SLV}$ (X)	0,41	3,47	>3,48
V_N (X)	20,65	172,9	>173,25
Analisi (Y)	19	23	19
α_u (Y)	0,63	0,60	0,65
T_{SLV} (Y)	256	237	273
$I_{S,SLV}$ (Y)	0,36	0,33	0,38
V_N (Y)	17,92	16,64	19,11

Tabella 5.5-11: Risultati significativi delle analisi relative ai modelli 4a, 4b e 4c; i valori di vita nominale più bassa di ciascun modello sono evidenziati in giallo.

Secondo la normativa, il miglioramento sismico per un bene tutelato risulta conseguito se l'accelerazione al suolo calcolata risulta pari all'80% dell'accelerazione di progetto al suolo allo SLV, quindi:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}} \geq 0,8$$

¹⁰⁶ I risultati delle analisi sono riportati per intero in Appendice.

Le modifiche introdotte potrebbero dunque essere sufficienti a raggiungere, anche se non pienamente, i requisiti imposti dalla normativa.

Un'alternativa all'introduzione di queste modifiche potrebbe essere ipotizzarne una diversa destinazione d'uso, che determinerebbe un abbassamento della vita nominale di riferimento, e di conseguenza un innalzamento del valore ricercato. Questa ipotesi è stata valutata nel modello 5, che considera l'edificio in classe II (non più in classe III), che ricordiamo essere:

“Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali...”¹⁰⁷

Per questa classe d'uso è previsto un periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello SLV, con probabilità di superamento del 10%, pari a 475 anni (T_{SLV}), e un il coefficiente d'uso relativo alla classe d'uso pari a 1 (C_U).

L'analisi è stata ripetuta in LC1 e in LC2.



 LC1	Modello 5	Edificio vincolato, con cordoli perimetrali, con cambio di destinazione d'uso, in LC1.
 LC2	Modello 5	Edificio vincolato, con cordoli perimetrali, con cambio di destinazione d'uso, in LC2.

Tabella 5.5-12: Sintetica descrizione del modello 5.

Anche in questo caso si riportano solo i risultati, sinteticamente:



Modello		$\alpha_{u \text{ medio}}$	Analisi	α_u	T_{SLV}	$I_{S,SLV}$	V_N
 LC1	Modello 5a	1,16	15 (X)	1,05	560	1,18	58,8
			24 (Y)	0,61	179	0,38	18,8
 LC2	Modello 5b	1,39	15 (X)	1,22	912	1,92	95
			8 (Y)	0,72	241	0,51	25,3

Tabella 5.5-13: Risultati significativi delle analisi relative ai modelli 5a e 5b.

¹⁰⁷ N.T.C. 2008, § 2.4.2, Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento – Classi d'uso.

La Tabella 5.5-14 riassume tutti i valori delle analisi più significative, secondo i criteri visti precedentemente.










	M. 1	M. 2	M. 3a	M. 3b	M. 4a	M. 4b	M. 4c	M. 5a	M. 5b
									
	LC1	LC1	LC1	LC2	LC1	LC1	LC2	LC1	LC2
$\alpha_{u \text{ medio}}$	0,55	0,67	1,01	1,17	0,78	1,40	1,60	1,16	1,39
Analisi (X)	4	2	15	15	11	11	15	15	15
$\alpha_u (X)$	0,46	0,5	0,91	1,06	0,69	1,39	1,57	1,05	1,22
$T_{SLV} (X)$	143	153	560	912	295	2470	>2475	560	912
$I_{S,SLV} (X)$	0,20	0,22	0,79	1,28	0,41	3,47	>3,48	1,18	1,92
$V_N (X)$	10,01	10,71	39,2	63,84	20,65	172,9	>173,3	58,8	95
Analisi (Y)	19	19	24	8	19	23	19	24	8
$\alpha_u (Y)$	0,38	0,40	0,52	0,62	0,63	0,60	0,65	0,61	0,72
$T_{SLV} (Y)$	100	111	179	241	256	237	273	179	241
$I_{S,SLV} (Y)$	0,14	0,16	0,25	0,34	0,36	0,33	0,38	0,38	0,51
$V_N (Y)$	7	7,77	12,53	16,87	17,92	16,64	19,11	18,8	25,3

Tabella 5.5-14: Valori dell'indice di sicurezza sismica e della vita nominale, valutati per le analisi con α_u minore in X e in Y per ciascun modello; i valori di vita nominale più bassa di ciascun modello sono evidenziati in giallo.

I valori dell'indicatore del rischio di collasso α_u sarebbero accettabili se venisse considerato il valore medio, ma è necessario riferirsi al valore più basso tra quelli in direzione X e Y, di conseguenza i valori possono definirsi generalmente bassi.

Anche l'indice di sicurezza sismica presenta dei valori poco soddisfacenti, specialmente considerando il sisma agente in direzione Y.

Il valore di vita nominale è molto influenzato dalla presenza dei presidi sismici (cordoli): la possibilità di considerarli fa sì che la vita nominale aumenti notevolmente.

I modelli che prevedono l'introduzione di alcuni interventi volti a diminuire la vulnerabilità sismica dell'edificio portano ad ottenere valori soddisfacenti di vita nominale. È importante notare come una conoscenza più approfondita dell'edificio potrebbe portare ad un sensibile miglioramento dei risultati delle analisi, e di conseguenza a raggiungere un valore di vita nominale dell'edificio accettabile.

Analogamente a quanto visto precedentemente, la Figura 5.5-52 è utile per avere un riscontro immediato del comportamento globale dei vari modelli.

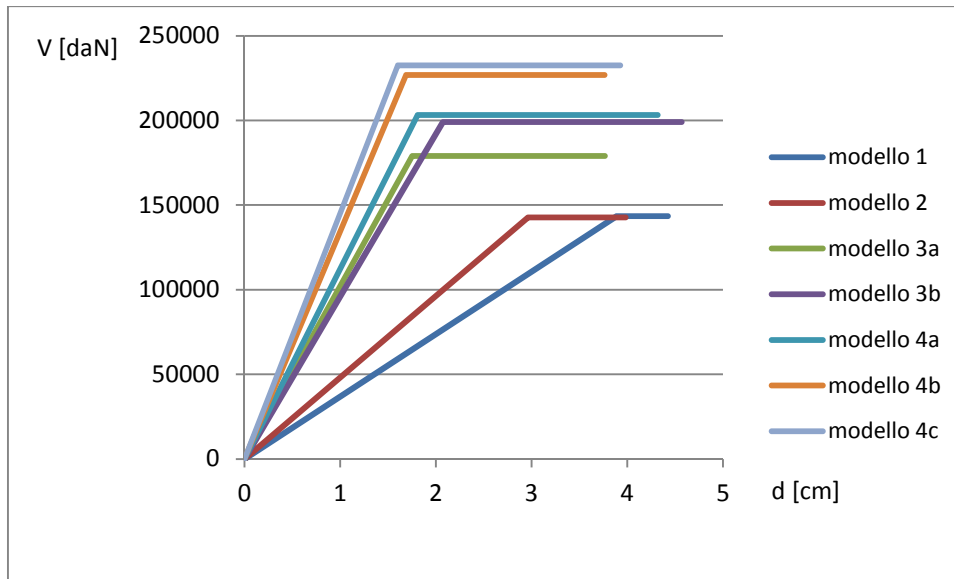


Figura 5.5-52: Confronto tra le curve di capacità (bilineare equivalente) delle analisi più sfavorevoli di ciascun modello, in ascissa è indicato lo spostamento del punto di controllo, in ordinata il valore del taglio alla base.

Dal confronto tra l'andamento delle curve di capacità dei vari modelli è immediato verificare che i modelli che presentano un comportamento migliore sono quelli che prevedono la realizzazione di interventi migliorativi: la resistenza a taglio dei modelli 4a e 4b è molto maggiore delle altre.

Come visto precedentemente, l'introduzione dei cordoli ha portato ad un sensibile cambiamento nel comportamento complessivo della struttura, manifestato da un deciso aumento del taglio massimo sopportabile dalla struttura nei modelli 3a e 3b, rispetto ai primi due modelli.

Anche la definizione della conoscenza dell'edificio influisce favorevolmente nella determinazione del valore di taglio massimo sopportabile: in tutti i modelli in cui è stato considerato un LC2 sono visibili dei miglioramenti rispetto ai corrispondenti casi in LC1.

Per quanto riguarda lo spostamento, coerentemente con le aspettative, l'elemento che favorisce maggiormente questo parametro è rappresentato dai vincoli: a parità di altre condizioni, considerare l'edificio come isolato permette di raggiungere valori di spostamento del punto di controllo maggiori rispetto ai corrispondenti modelli vincolati.

Un altro elemento che influisce sulla capacità di spostamento è il livello di conoscenza: una conoscenza più approfondita fornisce un leggero aumento del valore di spostamento ultimo.

Le curve relative ai modelli 5a e 5b non sono state riportate, in quanto sono le stesse dei modelli 3a e 3b (rispettivamente): l'unica differenza dovuta al cambio di destinazione d'uso della struttura consiste in un diverso periodo di ritorno di riferimento, che influisce quindi sui valori di vita nominale visti precedentemente.

5.5.4. Conclusioni relative alle analisi eseguite tramite 3Muri

La realizzazione di un modello che rispecchi il più possibile le reali condizioni in cui si trova l'edificio oggetto di studio è fondamentale per poter validare i risultati ottenuti dall'elaborazione con il software 3Muri.

Avere svolto le analisi su diversi modelli ha permesso di poter individuare quali sono gli elementi che influiscono maggiormente sul comportamento strutturale dell'edificio, la cui definizione merita quindi maggiore attenzione.

Confrontando i risultati è emerso che le variabili che comportano più cambiamenti sono la definizione dei vincoli, gli effetti dovuti ad eventuali presidi sismici (cordoli) e il livello di conoscenza.

L'introduzione di un vincolo in direzione X porta ad una modifica nel comportamento della struttura, che si manifesta in un generale miglioramento dei valori finali, come visto precedentemente. La definizione del modo in cui viene rappresentato l'edificio in rapporto al contesto in cui è inserito è un punto dunque molto delicato. L'inserimento di questo vincolo trova giustificazione nel fatto che Palazzo Rosso è l'ultimo di una serie di edifici allineati (come appare evidente dalla Figura 5.5-53), ma considerare il vincolo semplicemente come rigido potrebbe essere un'eccessiva semplificazione, a sfavore di sicurezza.



Figura 5.5-53: Individuazione del contesto urbano in cui è inserito Palazzo Rosso (in rosso), affiancato da Palazzo ex Tribunale (in verde) e vicino alla chiesa (in azzurro).

In primo luogo non si dispone di dati sufficienti a determinare le modalità di interfaccia tra Palazzo Rosso e l'edificio ad esso adiacente: dovrebbe essere necessario approfondire la conoscenza sia della natura della connessione che del rilievo geometrico (le coperture dei due edifici sono leggermente sfalsate, come si vede nella Figura 5.5-54).

Questo aspetto assume particolare rilevanza nel momento in cui si considera la definizione strutturale di Palazzo ex Tribunale: è un edificio realizzato contemporaneamente al Palazzo del comune, ma che nei primi anni del Novecento è stato privato delle murature interne, e la funzione portante è stata affidata ad una nuova struttura a telaio in cemento armato, inserita nel nucleo originario. Nel tempo questo edificio è stato ulteriormente modificato, appare dunque evidente che semplificarne il

comportamento inserendo un vincolo rigido in direzione X nel modello di 3Muri potrebbe andare a sfavore di sicurezza.



Figura 5.5-54: Particolare dello sfalsamento tra le coperture i Palazzo Rosso e Palazzo ex Tribunale.

È stato più volte ripetuto come l'inserimento dei cordoli in fase di modellazione porti delle notevoli modifiche nel comportamento dell'edificio, e un miglioramento dei risultati delle analisi. Questa modifica rispetto ai primi modelli è stata inserita conseguentemente alle informazioni desunte dalla ricerca storica, deve quindi essere verificata sia l'effettiva presenza di questi elementi sia le reali misure. Inoltre, come già accennato precedentemente, i documenti storici menzionano due cerchiature eseguite su tre lati (e il modello è stato realizzato coerentemente con questi dati), ma potrebbe essere che sia presente un elemento di collegamento anche sul quarto lato. Tale ipotesi, se confermata, potrebbe comportare un significativo cambiamento nel comportamento globale della struttura.

Approfondire la conoscenza dello stato di fatto in cui si trova il Palazzo del Comune in modo diffuso, piuttosto che limitarsi agli elementi su cui vertono maggiori dubbi, comporta un sensibile vantaggio ai fini della determinazione del grado di vulnerabilità sismica che interessa la struttura. Dal confronto tra i risultati ottenuti dai vari modelli è evidente che poter utilizzare un livello di conoscenza adeguato (LC2) implica ottenere dei risultati più favorevoli. Inoltre, tramite una conoscenza più approfondita potrebbero emergere degli elementi capaci di influenzare positivamente il giudizio di vulnerabilità sismica.

Basandosi esclusivamente sulle informazioni certe a disposizione, i risultati in termini di vita nominale sono molto bassi¹⁰⁸, attorno agli 8 anni. Anche considerando la presenza dei cordoli ipotizzati i valori difficilmente soddisfano i requisiti suggeriti dalla normativa.

È stato già dimostrato come un cambiamento nella destinazione d'uso del Palazzo possa portare a valori di vita nominale soddisfacenti.

Volendo però mantenere le funzioni per le quali il Palazzo del Comune è stato edificato, per poter ottenere dei valori di vita nominale accettabile potrebbero essere necessari degli interventi volti a migliorare il comportamento strutturale dell'edificio. Da una prima

¹⁰⁸ Per semplicità il parametro di confronto utilizzato sarà il valore di vita nominale, dato che il confronto tra gli altri risultati delle analisi è stato sviluppato precedentemente.

osservazione appare evidente che l'edificio presenta delle carenze dal punto di vista geometrico, ma intervenire in questo ambito non è possibile senza stravolgere la natura dell'edificio. Tenendo in considerazione le indicazioni della normativa che riguardano i beni tutelati, per soddisfare il criterio di minima invasività descritto precedentemente si è scelto di ipotizzare un intervento di irrigidimento dei solai e di miglioramento della coesione delle murature tramite iniezioni di miscele leganti. Aver sviluppato le analisi sui modelli così modificati ha permesso di avere un'idea dei vantaggi che potrebbero portare, e di definirli numericamente. Non devono essere quindi interpretati in maniera numerica assoluta: questi risultati assumono significato se confrontati con quelli ottenuti in modelli analoghi, privi dei miglioramenti introdotti.

I risultati ottenuti hanno mostrato un concreto miglioramento nel comportamento globale dell'edificio, e quindi ad un aumento della vita nominale, capace di raggiungere valori soddisfacenti. Per diminuire ulteriormente il livello di vulnerabilità sismica potrebbe essere utile considerare che dalle analisi eseguite con 3Muri appare che l'edificio è molto più vulnerabile in direzione Y piuttosto che in direzione X. Questa considerazione risulta molto importante sia nel valutare l'ipotesi che ci siano degli elementi in grado di ridurre questa vulnerabilità, sia nell'ottica di un eventuale intervento. L'adozione di misure mirate in grado di rafforzare la struttura in direzione Y potrebbe essere sufficiente a garantire un sostanziale miglioramento del comportamento globale.

Naturalmente, anche in riferimento alla realizzazione di interventi specifici disporre di una adeguata conoscenza dell'edificio è molto importante, come è stato evidenziato dal confronto tra le analisi: anche in questo caso modelli realizzati con LC2 forniscono una risposta all'azione sismica migliore rispetto ai corrispondenti modelli in LC1.

6. TIPOLOGIE DI INTERVENTI PER LA RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA

6.1. Criteri d'intervento generali

Le proposte di intervento sono state scelte sulla base dei risultati ottenuti dalla valutazione della sicurezza sismica dell'edificio oggetto di studio, mediante l'analisi della struttura nella sua interezza ed in porzioni limitate. Come più volte accennato, gli interventi sulle strutture sono da valutarsi nel quadro generale della costruzione.

I risultati elaborati nella fase di valutazione della sicurezza sismica sono stati ottenuti considerando diverse ipotesi, è dunque necessario avvalersi di dati più certi per poter definire con sicurezza la situazione in cui si trova l'edificio e per poterne progettare degli interventi in modo preciso e puntuale. Tuttavia, in questo caso sembra ragionevole poter dare un'idea della tipologia di interventi che potrebbero essere applicati al caso studiato, che potranno essere definiti con precisione solo in seguito ad una conoscenza maggiore dell'edificio.

Nel momento in cui si ritiene opportuno valutare la realizzazione di interventi in grado di migliorare la sicurezza sismica di un edificio, è fondamentale ricordare ancora una volta che la normativa¹⁰⁹ indica che, nel caso di un bene tutelato, non è necessario il conseguimento di un prefissato livello di sicurezza quale l'adeguamento (100%), bensì il raggiungimento di un miglioramento sismico (80%). La valutazione del miglioramento sismico, conseguito con l'intervento, viene effettuata con riferimento alla V_N , valutando e confrontando tale parametro prima e dopo l'intervento.

La normativa consiglia anche di privilegiare interventi in grado di trasformare l'edificio in modo non permanente: "Gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare e uniforme alle strutture [...]. Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi, onde assicurare l'efficacia degli stessi, in quanto l'eventuale cattiva esecuzione può comportare il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del comportamento globale dell'edificio".¹¹⁰

Le Linee Guida affermano che la strategia di intervento può appartenere ad una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- Rinforzo di parte o di tutti gli elementi resistenti, al fine di aumentarne selettivamente la resistenza, la rigidità, la duttilità o una combinazione di esse (ponendo sempre la massima attenzione alle modifiche introdotte allo schema strutturale);
- Inserimento di nuovi elementi, compatibili con quelli esistenti, al fine di eliminare la vulnerabilità locale od alcune parti della costruzione e migliorare il funzionamento complessivo in termini di resistenza o duttilità;
- Riduzione delle masse;
- Limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio (in questo caso sarà obbligatoria una verifica di compatibilità alle trasformazioni urbanistiche previste nei piani attuativi e nei cambi di destinazione d'uso degli edifici).

¹⁰⁹ Linee guida, § 2.2, *Criteri per la valutazione della sicurezza sismica e dell'efficacia dell'intervento.*

¹¹⁰ Circolare, § C8.A.5, *Criteri per il consolidamento di edifici in muratura.*

- Estensione: si differenzia tra interventi limitati ad alcuni elementi ed interventi estesi all'intera struttura;
- Comportamento statico e dinamico accertato e conseguito: interventi che non modificano l'attuale comportamento statico o interventi che pur modificando l'attuale comportamento sismico, sono coerenti con il funzionamento della tipologia strutturale o interventi che modificano radicalmente l'originale comportamento statico;
- Invasività e reversibilità: è definito invasivo l'intervento teso alla modifica permanente degli elementi resistenti, che si contrappone all'intervento reversibile, il quale integra gli elementi resistenti e/o condiziona le sollecitazioni senza trasformare in modo permanente la struttura originale;
- Stato di coazione fornito: interventi passivi, che non forniscono uno stato di coazione agli elementi originari, o interventi attivi, che introducono stati di sollecitazione attraverso azioni auto equilibrate;
- Integrità architettonica: intervento in grado di conservare non solo la qualità materico-costruttiva del manufatto, ma anche la tipologia ed il suo aspetto;
- Durabilità e compatibilità del materiale: l'intervento deve essere durabile nel tempo, anche in rapporto alle caratteristiche chimico fisiche della materia storica.

Oltre a questi fattori, la scelta dell'intervento verrà valutata in base a considerazioni di tipo economico, riguardo l'entità del beneficio effettivamente prodotto e la reale necessità dell'intervento.

Le principali tipologie di interventi proposti rientrano nelle seguenti categorie:

- Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti;
- Interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari;
- Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento sugli orizzontamenti lignei;
- Interventi in copertura;

Nel momento in cui si ritiene opportuno mettere in atto degli interventi finalizzati al miglioramento del comportamento strutturale dell'edificio, è necessario prevedere un piano di monitoraggio per valutare l'efficacia degli interventi realizzati.

Secondo la normativa infatti "Il controllo periodico della costruzione rappresenta il principale strumento per una consapevole conservazione, in quanto consente di programmare la manutenzione ed attuare nel tempo, quando realmente necessari, gli interventi di riparazione, in caso di danno strutturale, e di consolidamento, finalizzato alla prevenzione. [...] per la valutazione dei livelli di sicurezza sismica, la definizione di un programma di monitoraggio è fondamentale per garantire alla costruzione la vita nominale prevista."¹¹¹.

A seconda del caso specifico, ci si può avvalere di un monitoraggio strumentale di alcuni parametri di controllo (come ad esempio il movimento delle lesioni) o di un semplice monitoraggio visivo.

¹¹¹ Linee Guida, § 4.1.9, *Il percorso della conoscenza-Monitoraggio*.

6.2. Proposte di intervento

6.2.1. Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti

6.2.1.1. Inserimento di tiranti metallici

Un'ipotesi di intervento per migliorare il collegamento dei pannelli murari che non soddisfano le verifiche di stabilità fuori piano consiste nella realizzazione di alcune catene metalliche. Come precedentemente accennato, questa tecnica prevede l'inserimento a vista o sottotraccia di elementi resistenti a trazione (tiranti) ed elementi posti alle loro estremità con la funzione di contrastare gli sforzi in trazione (capochiave). Questa scelta è stata fatta considerando che nello specifico oggetto di studio potrebbero essere già presenti elementi di questa tipologia. Nel caso in cui siano effettivamente presenti, basterebbe quindi accertarne l'efficienza e confrontarne le caratteristiche con quelli che soddisfano pienamente la normativa. Nel caso in cui questa verifica o questo confronto risultino negativi, la messa in opera degli interventi necessari alla realizzazione di questa tecnica presenta comunque molti vantaggi sia in relazione alla limitata invasività, sia all'economicità. I principali vantaggi offerti sono:

- conferimento di un elevato grado di connessione tra le murature ortogonali;
- contrasto dell'azione di ribaltamento di pareti fuori dal piano;
- trasformazione non permanente dell'edificio, con possibilità di rimozione o modifiche nel tempo;
- miglioramento del comportamento nel piano di pareti forate per la formazione del meccanismo tirante-puntone nelle fasce murarie sopra porta e sotto finestre;
- riduzione di spinte non contrastate di coperture, archi e volte;
- conferimento all'edificio di un comportamento scatolare.

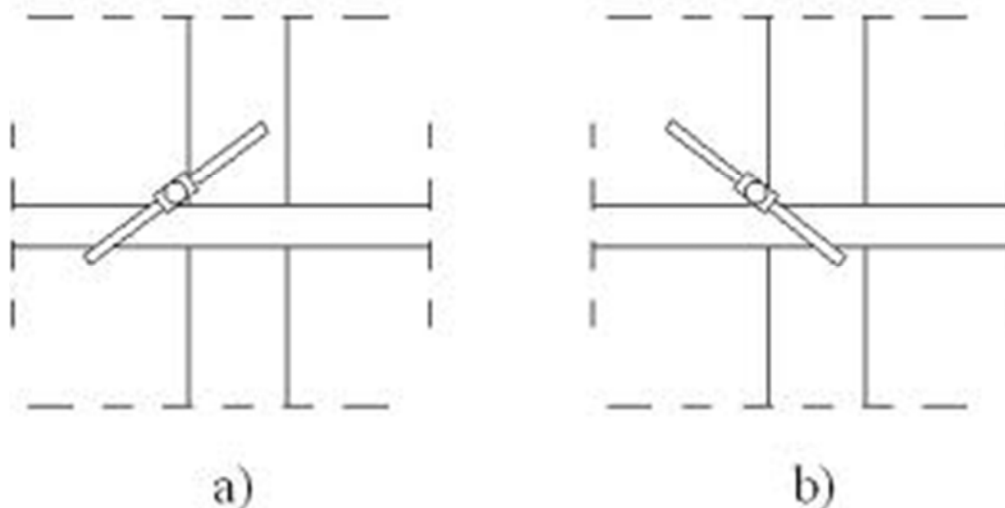


Figura 6.2-1: schema del posizionamento del capochiave: a) posizionamento corretto; b)posizionamento errato ([M4] Manuale delle opere provvisoriale urgenti post-sisma).

Vengono brevemente riportate le principali fasi di esecuzione per una corretta posa in opera di questo sistema¹¹².

- Preparazione delle pareti: al fine di creare un'area di appoggio del paletto di ancoraggio adeguata a contrastare le sollecitazioni agenti dopo la messa in tensione della catena è opportuno intervenire sulla muratura con la scrostatura dell'intonaco, se necessario, e con eventuali operazioni di consolidamento mediante iniezioni nelle zone interessate dagli ancoraggi.
- Dimensionamento delle catene e tracciamento dei livelli e degli assi dei tiranti: come precedentemente accennato, è bene ricordare che per quanto riguarda i criteri da adottare nel posizionamento dei presidi, le catene vanno inserite a livello degli orizzontamenti ed è bene mantenere eventuali simmetrie in pianta, in modo da evitare l'insorgere di effetti torsionali della struttura.
- Foratura delle pareti ed inserimento dei tiranti: nel processo di foratura devono essere utilizzate perforatrici che non producano scuotimenti e vibrazioni sulla muratura che potrebbero comportare l'instaurarsi di fenomeni fessurativi sulle zone di ancoraggio. Le catene devono poi essere protette dall'azione degli agenti atmosferici con opportuni trattamenti o con guaine protettive. In genere sono da preferirsi catene inguainate, che permettono di poter effettuare operazioni di ritesaggio per compensare eventuali allentamenti.
- Messa in tensione dei tiranti: il tiro della catena deve essere calcolato in modo che sia in grado di assorbire la forza sismica orizzontale dovuta alla massa delle murature comprese tra i punti medi degli interassi di catene contigue, sia in orizzontale che in verticale, attraverso l'equazione di equilibrio tra momenti stabilizzanti ed instabilizzanti illustrata nella fase di verifica dei cinematismi.
- Allungamento a caldo: una volta assicurata la perfetta ripresa del letto di malta cementizia ad elevate proprietà anti ritiro, interposto tra la muratura e la piastra di ancoraggio, si procede con il tiraggio delle catene. Dopo aver posto in opera la catena, se ne riscalda il tratto centrale fino all'allentamento dei capochiave. Successivamente, bloccando gli ancoraggi attraverso il manicotto o attraverso i dadi di testa, la catena svilupperà il suo tiraggio raffreddandosi.
- Allungamento a freddo: è possibile solo se le catene hanno almeno a un estremo una filettatura e il capochiave è forato per permetterne il passaggio. Il tiraggio avviene avvitando il dado sull'estremo filettato della catena, fino a raggiungere l'allungamento calcolato. Invece del dado di testa, che contrasta sul capochiave, il tiraggio può avvenire per mezzo di un manicotto intermedio con filettatura destra-sinistra¹¹³.

Si ribadisce ancora una volta la necessità di approfondire la conoscenza dell'edificio tramite indagini dettagliate in situ in grado di poter far capire quale sia la natura dei materiali e il relativo stato di conservazione, l'attuale grado di collegamento tra le murature tra loro ortogonali e tra murature e solai, nonché verificare la presenza di presidi antisismici. Nel caso in cui sia necessario mettere in opera nuovi interventi, dopo

¹¹² [48] C. Modena, F. Pineschi, M. R. Valluzzi (a cura di), *Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti – Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo*.

¹¹³ [03] G. Bettiol, M. Munari, F. Da Porto, L. Milano, C. Modena (a cura di), *Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in muratura con tiranti*.

aver verificato che i modelli di calcolo utilizzati siano coerenti con la reale situazione, sarà necessario accertarsi che venga evitata qualsiasi interferenza con gli impianti od altro tipo di presidio.

Vengono quindi di seguito illustrate le ipotesi di intervento, che riassumono le valutazioni delle verifiche sismiche svolte in precedenza. Coerentemente con l'approccio metodologico con cui sono state sviluppate le analisi, vengono proposti due piani di intervento al fine di un confronto tra proposte che derivano da analisi svolte considerando due livelli di conoscenza differenti.

Per prima cosa si considera il progetto di intervento che soddisfi i requisiti imposti dalla normativa relativi ai dati associati al livello di conoscenza minore dell'edificio, in LC1.

La Tabella 6.2-1 riporta sinteticamente i risultati delle analisi sviluppate precedentemente, la loro composizione genererà il progetto di intervento.

	Macro	Tipo di meccanismo	Tiranti calcolati		
			copertura	sottotetto	piano secondo
A1	1	ribaltamento globale	3 ϕ 18 mm	3 ϕ 18 mm	3 ϕ 18 mm
A2	1	ribaltamento parziale	3 ϕ 18 mm	3 ϕ 18 mm	
A4	2	ribaltamento globale	2 ϕ 18 mm		2 ϕ 18 mm
A5	2a	ribaltamento globale	1 ϕ 18 mm		
A8	4	ribaltamento globale	3 ϕ 18 mm	3 ϕ 18 mm	2 ϕ 18 mm

Tabella 6.2-1: Sintesi dei tiranti necessari risultanti dall'analisi dei macroelementi in LC1.

Per una definizione maggiormente dettagliata si rimanda alle tavole 10.01 e 10.02, mentre in Figura 6.2-2 (e successive) è riportata schematicamente la disposizione dei tiranti in pianta, prospetto e sezione, la cui lettura risulta facilitata attraverso l'impiego di colori diversi.

È stata rispettata la scelta dei materiali utilizzata precedentemente, che prevede l'impiego di acciaio di tipo AISI 304 (peso specifico: 7,93 kg/dm³), con tensione di snervamento $f_y = 240$ MPa e capochiave di ancoraggio di tipo a paletto di dimensioni 100 mm x 600 mm, con tensione di snervamento $f_y = 240$ MPa.

Per contrastare l'attivazione dei meccanismi di ribaltamento, totali o parziali, delle due facciate più lunghe sono stati inseriti dei tiranti in direzione trasversale, precisamente tre tiranti aventi diametro 18 mm posti in opera a livello della copertura, tre a livello dell'impalcato del sottotetto e tre a livello dell'impalcato del piano secondo, con le stesse caratteristiche geometriche.

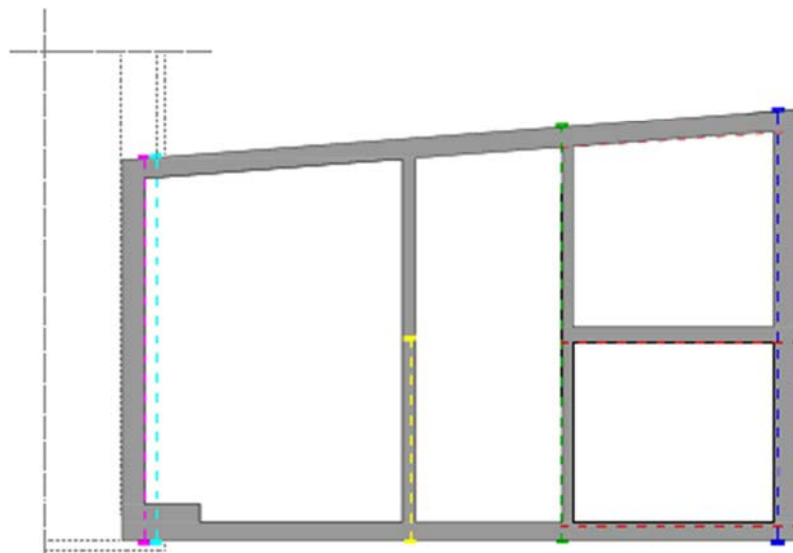


Figura 6.2-2: Schematizzazione della posizione dei tiranti in pianta, LC1.



Figura 6.2-3: Schematizzazione della posizione dei capochiave nei prospetti nord-est e nord-ovest, LC1.

Per evitare il ribaltamento del lato più corto, o di una sua porzione, sono stati inseriti tre tiranti del diametro di 18 mm in direzione longitudinale, a livello della copertura. Per evitare che essi favoriscano l'attivazione del meccanismo di flessione verticale su più piani nella stessa facciata sono stati previsti altri due tiranti di diametro 18 mm in corrispondenza dell'impalcato del piano secondo.

Sono stati previsti due tiranti, di diametro 16 mm, posizionati in corrispondenza dell'ingresso, destinati a contrastare le spinte generate dall'eventuale volta.

La scelta della posizione in pianta delle catene metalliche tiene in considerazione l'assetto planimetrico delle murature, al fine di formulare un intervento meno invasivo possibile. Oltre a questa primaria esigenza, si è cercato di preferire disposizioni simili a quelle dei tiranti che si ipotizza essere già stati messi in opera nel corso del tempo, in modo da rendere più agevole un eventuale confronto tra il reale stato di fatto e il progetto.



Figura 6.2-4: Schematizzazione della posizione dei tiranti in sezione A-A e D-D, LC1.

Successivamente, si è considerata l'ipotesi di poter disporre di dati basati su una conoscenza più approfondita dell'edificio oggetto di studio.

Confrontando i risultati ottenuti precedentemente, si è scelto di considerare la messa in opera di tiranti in LC2 unitamente ad altri interventi di miglioramento della proprietà strutturali delle murature, mediante iniezioni di miscele leganti.

La Tabella 6.2-2 riassume i tiranti calcolati precedentemente, necessari a soddisfare i requisiti imposti dalla normativa.

	Macro	Tipo di meccanismo	Tiranti calcolati		
			copertura	sottotetto	piano secondo
A1	1	ribaltamento globale		2 ϕ 24	2 ϕ 18
A2	1	ribaltamento parziale		2 ϕ 24	
A4	2	ribaltamento globale	2 ϕ 16		2 ϕ 16
A5	2a	ribaltamento globale	1 ϕ 16		
A8	4	ribaltamento globale		2 ϕ 24	

Tabella 6.2-2: Sintesi dei tiranti necessari risultanti dall'analisi dei macroelementi in LC2.

Le caratteristiche dei materiali e della tipologia dei capochiave sono le stesse descritte nel caso valutato precedentemente, e si è cercato di mantenere anche una corrispondenza nella scelta dei colori utilizzati per la rappresentazione schematica della posizione dei tiranti, in Figura 6.2-5 (e successive).

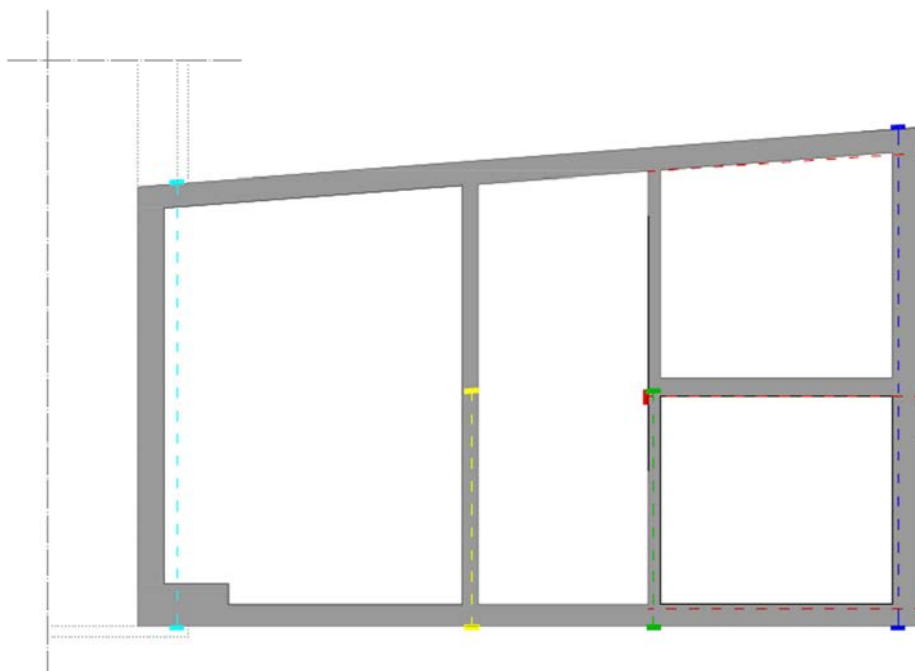


Figura 6.2-5: Schematizzazione della posizione dei tiranti in pianta, LC2.



Figura 6.2-6: Schematizzazione della posizione dei capochiave nei prospetti nord-est e nord-ovest, LC2.

Il progetto prevede l'inserimento di due catene metalliche di diametro 24 mm a livello dell'impalcato del sottotetto, e di due tiranti di diametro 18 mm in corrispondenza dell'impalcato del piano secondo, tutte inserite in direzione trasversale per contrastare il ribaltamento dei due lati lunghi.

Sono poi previsti altri tre tiranti, in direzione longitudinale, a livello della copertura, aventi dimensione di 16 mm, per prevenire il ribaltamento del prospetto più corto; per le stesse motivazioni descritte precedentemente, è stato ritenuto opportuno introdurre anche due tiranti di diametro 16 mm a livello dell'impalcato del piano secondo. Queste catene non

proseguono per tutta la lunghezza del prospetto ad esse parallelo, ma terminano in corrispondenza del primo muro perpendicolare che intercettano.

Anche in questo caso sono stati previsti dei tiranti, di diametro 16 mm, in corrispondenza dell'ingresso, allo scopo di contrastare le spinte date dall'eventuale presenza della volta. Considerata la caratteristica puntuale della spinta, il tirante non si sviluppa per tutta la lunghezza dell'edificio.



Figura 6.2-7: Schematizzazione della posizione dei tiranti in sezione A-A e D-D, LC2.

La possibilità di utilizzare coefficienti meno gravosi (derivante da una conoscenza più approfondita dell'edificio), unitamente all'impiego di iniezioni di miscele leganti, ha portato dei sensibili miglioramenti nella progettazione degli interventi necessari al miglioramento delle condizioni dell'edificio rispetto allo sviluppo dei cinatismi. Il vantaggio più significativo consiste nel fatto che le murature sono in grado di supportare uno sforzo maggiore, e quindi è possibile impiegare catene metalliche con un diametro maggiore, che comporta la capacità da parte del tirante di contrastare uno sforzo maggiore rispetto al caso precedente.

È quindi sufficiente un minor numero di tiranti, questa considerazione è molto significativa sia in termini economici sia nell'ottica di preferire un intervento meno invasivo possibile. È inoltre importante ricordare che probabilmente alcuni tiranti sono già in opera, occorre quindi verificarne sia l'effettiva presenza sia la reale efficacia. Anche in quest'ottica poter disporre di un LC2 permette di dover effettuare la verifica con valori inferiori, di conseguenza aumentano le probabilità che le catene già in opera possano essere sufficienti a contrastare fenomeni di ribaltamento locale.

6.2.1.2. Cuciture armate

La tecnica delle cuciture armate è impiegata nel caso in cui non ci sia un adeguato ammorsamento tra i paramenti di murature diverse, specie in corrispondenza delle angolate. Dato lo scarso quadro conoscitivo di cui si dispone, e la possibilità che nell'edificio siano affiancate murature di epoche diverse (i cui collegamenti potrebbero essere inadeguati), si è ritenuto opportuno considerare anche questa tipologia di intervento. Oltre che nei casi in cui si presentano discontinuità murarie, questa tecnica è usata anche per limitare i danni dovuti a mutate condizioni di carico.

La tecnica consiste essenzialmente nell'inserimento di barre di acciaio, opportunamente inclinate, in fori realizzati all'interno della muratura, in corrispondenza del nodo da cucire, ed al loro ancoraggio al paramento murario mediante resine epossidiche.

Questa metodologia è stata utilizzata in numerosi casi, ma si tratta di un intervento fortemente criticato, principalmente a causa della sua invasività e non reversibilità. In aggiunta a queste caratteristiche, che sono in contraddizione con i principi cardine del recupero strutturale di opere monumentali, va osservato che i coefficienti di dilatazione termica del metallo, della malta (o della resina) e del materiale lapideo possono essere molto diversi¹¹⁴. Questa condizione può portare a fenomeni di coazione interna che tendono, alternandosi nel tempo, a disaggregare i materiali ed a vanificare l'azione dell'aderenza.

L'eventuale messa in opera di questa tecnica deve essere validamente motivata, e considerata solo come nel caso in cui non ci siano altre possibilità, in ragione anche dell'alto costo degli interventi e degli incrementi locali di peso e rigidità della muratura. Vengono brevemente riportate le principali fasi di esecuzione per una corretta posa in opera di questo sistema.

- Tracciamento della posizione e del percorso delle perforazioni.
- Foratura della muratura: i fori inclinati alternativamente verso l'alto e verso il basso e direzionati variamente in pianta sono posizionati ad un interasse di circa 40-50 cm.
- Pulitura dei fori attraverso il getto di aria in pressione.
- Posizionamento delle barre filettate in acciaio e di eventuali sistemi di ancoraggio per evitarne lo sfilamento.
- Getto della malta di completamento a bassa pressione o resina epossidica.
- Sistemazione del foro attraverso il riempimento dell'imbocco con cocci di laterizio e malta.

È opportuno sottolineare che anche le Linee Guida sono molto cautelative nei confronti di questa tecnica:

“L'uso di perforazioni armate deve essere limitato ai casi in cui non siano percorribili altre soluzioni, per la notevole invasività di tali elementi e la dubbia efficacia, specie in presenza di muratura a più paramenti scollegati; in ogni caso dovrà essere garantita la

¹¹⁴ F. Cucco, *Statica e consolidamento degli edifici storici*.

durabilità degli elementi inseriti (acciaio inox, materiali compositi o altro) e la compatibilità delle malte iniettate.”¹¹⁵

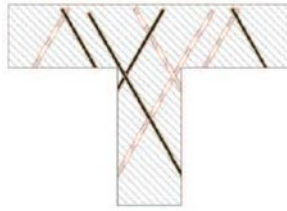


Figura 6.2-8: Esempio di cucitura armata, pianta.

6.2.2. Interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari

6.2.2.1. Cuci – scuci (sostituzione muraria)

L'intervento consiste nel ripristinare zone limitate di muratura lesionate o degradate attraverso la rimozione di elementi (lapidei o laterizi) degradati e la realizzazione di una nuova tessitura muraria con elementi sani senza interrompere la funzione statica della muratura nel corso dell'applicazione. Attraverso il ripristino della continuità muraria, il risanamento di parti deteriorate e la chiusura di nicchie o vuoti si cerca dunque di ottenere la massima omogeneità e monoliticità.

Questa procedura è applicabile solo in murature che presentano una buona qualità ed un'adeguata regolarità, e nel caso di elementi circoscritti. Da dati ricavati dalla ricerca storica è possibile ipotizzare che questo tipo di intervento sia già stato eseguito in alcune porzioni di muratura di Palazzo Rosso, a seguito del terremoto del 1936, ed è lecito dunque pensare che possano sussistere le condizioni per applicare questa tecnica. L'intervento può riguardare anche zone d'angolo.

Le principali fasi di esecuzione sono riportate sinteticamente.

- Preparazione della parete attraverso pulizia e messa a vivo del paramento murario.
- Puntellamento della parete muraria.
- Rimozione della parte danneggiata.
- Preparazione delle superfici e dei nuovi elementi.
- Ricucitura della muratura.
- Risarcitura dei giunti degradati.

In questa tecnica è fondamentale l'utilizzo di elementi affini a quelli preesistenti, sia dal punto di vista geometrico che meccanico. Inoltre, ciò che garantisce una buona riuscita dell'intervento è spesso la modalità di connessione tra la vecchia muratura e la nuova

¹¹⁵ Linee Guida, § 6.3.2, *Criteri per il miglioramento sismico e tecniche di intervento –Interventi volti a ridurre le carenze nei collegamenti.*

porzione inserita: si raccomanda una scelta accurata del legante, preferendo malte a ritiro nullo o leggermente espansive.

Naturalmente affinché questa tecnica sia efficace è necessario aver individuato e rimosso, o almeno ridotto, la causa della lesione.

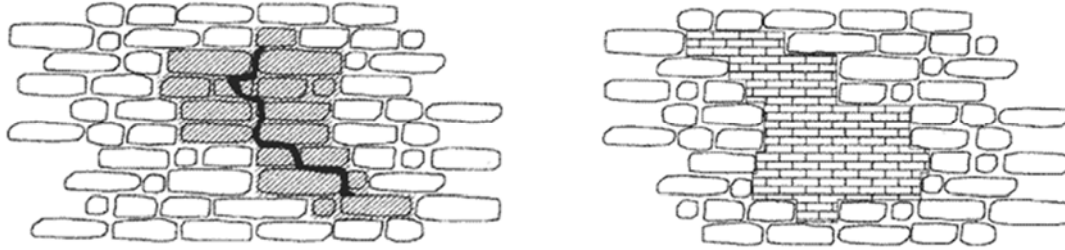


Figura 6.2-9: Esempio di uso della tecnica cuci-scuci.

6.2.2.2. Iniezioni di miscela leganti

Questo intervento è indicato specialmente nel caso di lesioni diffuse nel paramento murario, per murature che presentano vuoti interni, deterioramento del legante ma buone caratteristiche degli inerti (anche se fratturati). Come conferma la normativa: “Tale intervento risulta inefficace se impiegato su tipologie murarie che per loro natura siano scarsamente iniettabili (scarsa presenza di vuoti e/o vuoti non collegati tra loro.”¹¹⁶.

L'intervento consiste nel far penetrare una miscela legante in pressione o per colo (a seconda dello stato di degrado della muratura) nei vuoti presenti. L'obiettivo è quello di migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura, arrivando ad ottenere la massima omogeneità e monoliticità possibile.

Vengono brevemente riportate le principali fasi di esecuzione per una corretta posa in opera di questo sistema¹¹⁷.

- Preparazione della parete attraverso pulizia e messa a vivo del paramento murario.
- Stuccatura e sigillatura delle lesioni presenti sul paramento murario attraverso malte a base di calce naturali (o materiali plastici nel caso di murature di pregio) per evitare fuoriuscite del prodotto da iniettare.
- Perforazione del supporto attraverso apposite punte (diametro 20-40 mm, interasse tra i fori 25 – 50 cm in direzione verticale e orizzontale). I fori vengono realizzati mediante perforatori a semplice rotazione, non a percussione, per evitare danni alle struttura causati da eccessive vibrazioni.
- Applicazione di appositi tubetti di plastica di iniezione sigillati nel punto di inserimento, con diametro di 15-20 mm e introdotti nella struttura per almeno 10 cm.

¹¹⁶ Circolare, § C8.A.5.6, *Criteri per gli interventi di consolidamento in edifici in muratura-Interventi volti a incrementare la resistenza dei maschi murari.*

¹¹⁷ [48] C. Modena, F.Pineschi, M. R. Valluzzi (a cura di), *Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti – Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo.*

- Lavaggio e imbibizione fino a rifiuto per saturazione del fondo per far sì che il supporto non rubi l'acqua al prodotto che verrà iniettato provocandone la disidratazione.
- Inserimento della miscela legante a seconda della tecnica scelta: per pressione (quella maggiormente impiegata), per gravità (questo metodo è poco efficace, deve essere usato se la muratura risulta danneggiata in modo tale da non sopportare l'iniezione per pressione) o per depressione (impiegabile solo con miscele molto fluide).
- Rimozione degli iniettori e chiusura dei fori.

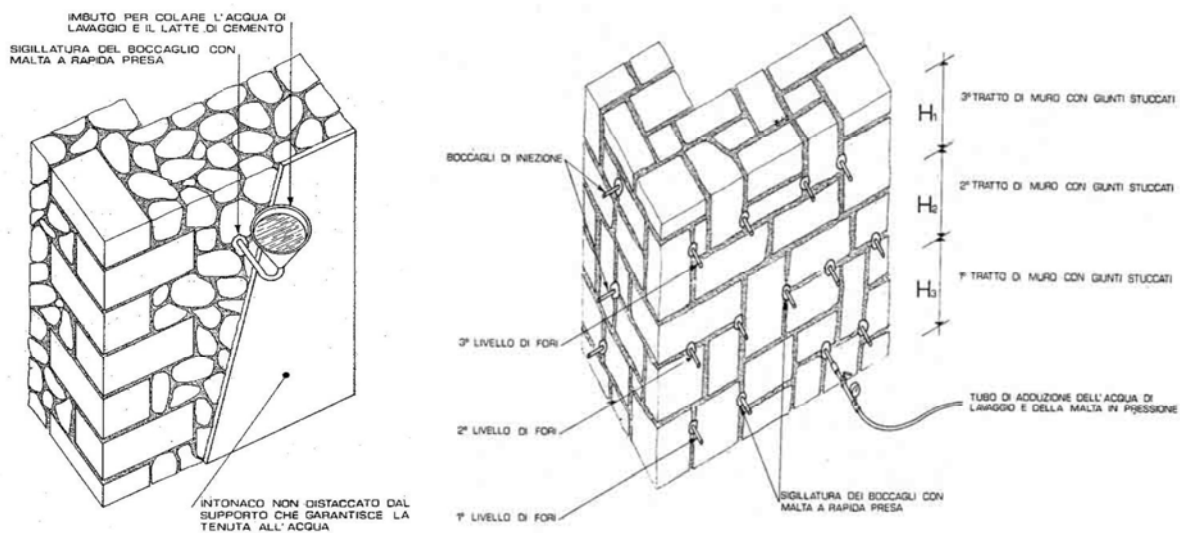


Figura 6.2-10: Iniezioni di miscele (C. Modena, *Strategie e tecniche per il miglioramento sismico*).

Naturalmente, devono essere tenute in considerazione particolari cautele: la scelta della pressione di iniezione deve essere attentamente valutata, per evitare dilatazioni trasversali indotte dalla miscela in pressione e deve essere assicurata la compatibilità chimico-fisica tra il prodotto scelto e la muratura oggetto di intervento. I parametri principali che vengono considerati nella scelta della miscela sono di natura chimica, reologica, fisica, meccanica e termica¹¹⁸. Alcuni tra i più importanti elementi riguardano quindi: la resistenza ai Sali della muratura, la dilatazione termica comparabile, il comportamento non gelivo del prodotto, il modulo di elasticità (quello della muratura e quello del prodotto devono essere simili), un'adeguata fluidità, l'assenza di fenomeni di eccessivo ritiro. Le reazioni chimiche che avvengono nella massa muraria devono sempre risultare irreversibili e stabili nel tempo e la miscela non deve fungere da barriera alla libera circolazione del vapore.

Generalmente, le miscele a base di cemento sono utilizzate solo nei casi in cui è richiesta un'elevata resistenza meccanica ma molto spesso si preferisce usare miscele a base di calce, che generano una resistenza meccanica minore ma sono caratterizzate da una maggiore affinità con le caratteristiche meccaniche e fisiche dei materiali che compongono le murature storiche esistenti. L'uso di miscele ad alta resistenza (specie se in rapporto alle caratteristiche della muratura originaria) non è considerato opportuno

¹¹⁸ [61] M. R. Valluzzi, *Consolidamento e recupero delle murature*.

dato che la rottura avviene per meccanismi che non consentono di attivare tale disponibilità di resistenza¹¹⁹. L'inconveniente principale della calce è che presenta un elevato ritiro, per questo motivo è spesso utilizzata insieme ad additivi in grado di garantirne un efficace impiego¹²⁰. Un'alternativa è rappresentata dalle miscele a base di resine organiche (generalmente epossidiche), il cui comportamento è molto variabile a seconda del dosaggio e delle condizioni in cui vengono impiegate.

È buona norma verificare l'effettivo miglioramento ottenuto dalle iniezioni, ad esempio attraverso delle prove soniche.

6.2.2.3. Intonaci rinforzati

Nell'ambito delle tecniche finalizzate all'incremento della resistenza a taglio delle pareti in muratura una tecnica molto utilizzata è quella dell'intonaco armato, che consiste nell'applicazione di rivestimenti armati con rete elettrosaldata su entrambe le facce di una parete, collegati per mezzo di barre in acciaio passanti attraverso la muratura. Questa tecnica ha per presentato nel tempo alcune problematiche, analoghe, ma in maniera più attenuata, a quelle viste per le cuciture armate, quali non reversibilità, invasività e incompatibilità fisica¹²¹. Un'evoluzione piuttosto recente di questa tecnica consiste nell'impiego di rivestimenti con FRP (fiber reinforced polymer), mediante l'applicazione di laminati in FRP su entrambe le facce delle pareti. Vengono impiegati fogli di fibre vetro/carbonio/arammide mono-direzionali, cioè fogli incollati alle superfici delle pareti per mezzo di resina epossidica, oppure un intonaco rinforzato con rete GFRP (glass fiber reinforced polymer)¹²².

La rete in GFRP è costituita da fibre di vetro inglobate in una resina termo-indurente (vinylestere epossidica con perossido di benzoile come catalizzatore) a formare dei fili che vengono intrecciati per formare la rete attorcigliando le fibre trasversali impregnate di resina a quelle longitudinali.

Rispetto alla tecnica di intonaco armato, l'uso della rete in GFRP presenta minori problematiche di durabilità, di eccessiva rigidità delle pareti rinforzate e viene garantito l'aumento di resistenza senza incrementi di peso, quindi è un intervento che si presenta adatto anche per il rinforzo di murature in quota¹²³.

Viene sinteticamente riportata la procedura di applicazione della tecnica:

- Rimozione dell'intonaco esistente e della malta nei giunti della muratura, per una profondità 10-15 mm, su entrambe le facce.
- Applicazione di uno strato di rinzafo cementizio.

¹¹⁹ [60] M. R. Valluzzi, *Consolidamento di murature in pietra-iniezioni di calce idraulica naturale*.

¹²⁰ [24] F. Cucco, *Statica e consolidamento degli edifici storici*.

¹²¹ Ibid.

¹²² [32] N. Gattesco, A. Dudine, *Efficacia di una tecnica di rinforzo per murature con intonaco e rete in GFRP*.

¹²³ [12] A. Borri, M. Corradini, *Nuove sperimentazioni per la Valutazione della Resistenza a Taglio delle Murature prima e dopo il Rinforzo*.

- Esecuzione di fori passanti, con diametro 25 mm, in modo tale da permettere l'inserimento dei connettori.
- Applicazione della rete GFRP su entrambe le facce.
- Inserimento dei connettori ad "L" in GFR e successiva iniezione di resina epossidica tixotropica nei fori per ancorare i connettori.
- Stesura di un nuovo intonaco in malta bastarda.

Questo intervento, se eseguito in maniera accurata, specie in corrispondenza di angoli e sovrapposizioni, può portare un apporto migliorativa anche in termini di riduzione delle carenze nei collegamenti tra le murature.

6.2.3. Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento sugli orizzontamenti lignei

Nel caso oggetto di studio, tutti gli ambienti sono controsoffittati e non sono state eseguite delle indagini specifiche sulla natura dei componenti strutturali. In base ad informazioni desunte dalla ricerca storica e da considerazioni riguardo la tradizione costruttiva locale, è ragionevole ipotizzare che la maggior parte degli orizzontamenti di Palazzo Rosso siano costituiti da un'orditura lignea e da un semplice tavolato, e che il controsoffitto sia stato realizzato con una struttura leggera, ad esempio un'orditura in cannucciato intonacata.

Ancora una volta, gli interventi proposti intendono avere un carattere esemplificativo: non potendo disporre di sufficienti informazioni per fornire indicazioni puntuali su come migliorare il comportamento strutturale sono state fatte delle ipotesi. Sono state ipotizzate delle travi uso trieste (cioè travi con tronco non squadrato, semplicemente scortecciato), di dimensione massima 25 x 25 cm, interasse 60 cm, sormontate da un tavolato di spessore 3 cm. La tipologia scelta per gli elementi portanti nasce dalla considerazione che il fabbricato nasce come edificio di pregio, con soffitti intonacati, e la destinazione d'uso si è mantenuta inalterata nel tempo, sembra quindi plausibile escludere che siano stati impiegati dei travetti squadrati, utilizzati tipicamente nel caso di solai lignei a vista, privi di controsoffitti.

Nel caso di solai lignei, le tipologie di intervento possono essere riassunte in tre categorie: sostituzione, integrazione o rinforzo, e ciascuna di esse può essere riguardare un elemento localizzato o avere carattere generale.

6.2.3.1. Interventi di recupero strutturale sugli orizzontamenti – interventi localizzati

Il primo aspetto da approfondire riguarda la necessità di mettere in atto eventuali interventi puntuali per risanare elementi ammalorati.

Opportune indagini potrebbero individuare specifiche situazioni di degrado che interessano la struttura lignea: vengono quindi brevemente riportati i fenomeni che interessano più frequentemente le travature lignee.

Le cause principali di degrado del legno possono essere di tipo meccanico o di tipo biologico.

Per quanto riguarda gli effetti meccanici, oltre alla torsione della trave, un fenomeno che si manifesta frequentemente è la depressione dell'orditura portante, che può a sua volta indurre lesioni generalmente localizzate in mezzeria o sugli appoggi. Le lesioni in mezzeria sono spesso caratterizzate da un andamento verticale legato alla trazione delle fibre inferiori della trave, mentre le lesioni agli appoggi possono essere ricondotte a tre principali tipologie, a seconda del tipo di sforzo a cui sono sottoposte¹²⁴:

- verticali, decrescenti dall'alto verso il basso, dovute a un momento flettente negativo che pone in trazione le fibre superiori della trave;
- inclinate di circa 45°, localizzate nella zona mediana, dovute allo sforzo di taglio;
- le risultanti delle due reazioni precedenti, in quanto conseguenti all'azione combinata dello sforzo di taglio e del momento flettente negativo. Le prime a comparire sono le fratture che si manifestano all'estradosso della trave e che si propagano longitudinalmente lungo le fibre.

Un fattore molto importante per il degrado del legno è l'umidità: anche solo in piccola quantità è capace di causare danni molto gravi. Fenomeni di marcescenza rendono necessaria la sostituzione completa del pezzo ammalorato. Inoltre, l'umidità è l'unico fattore ambientale necessario allo sviluppo di funghi.

Un ultimo elemento pericoloso per l'integrità del legno è rappresentato dagli insetti xilofagi, capaci di creare delle minuscole ma diffuse "gallerie", fino a rendere il legno friabile, nei casi più gravi.

Tutti questi fattori possono portare il legno ad uno stato di degrado tale da dover prevedere la sostituzione dell'intera trave, nei casi più gravi, o di parte di essa, generalmente quelle più soggetta a questa operazione sono zone terminali: si pone quindi il problema della scelta del materiale con cui effettuare la ricostruzione. La ricostruzione con legno massiccio è una tecnica usata da molto tempo che prevede l'asportazione della parte ammalorata fino al raggiungimento della parte sana (avendo cura di aver precedentemente assicurato la stabilità della struttura puntellando l'elemento oggetto di intervento e la zona al suo intorno). La parte sana viene poi perforata per l'inserimento di barre in vetroresina o in acciaio inox che vengono rese solidali all'elemento tramite riempimento con resina epossidica. Il nuovo elemento ligneo

¹²⁴ [28] S. Di Tondo ed altri, *Il recupero delle strutture in legno- II edizione ampliata.*

viene posizionato su queste barre, e la superficie di contatto tra i due elementi viene ulteriormente trattata con resina epossidica. Nella scelta del nuovo pezzo di legno si deve tener conto che deve essere possibilmente della stessa essenza di quello che sostituisce, e deve essere il più possibile stagionato, al fine di evitare spacchi e dissesti in corrispondenza della giuntura.

Un altro materiale molto utilizzato è il legno lamellare che presenta il vantaggio, rispetto al legno massiccio, di presentare meno difetti ed un comportamento più controllato, essendo un materiale realizzato in fabbrica.

Il procedimento è analogo a quello descritto precedentemente, ed in questo caso il legno lamellare può essere realizzato in opera o in fabbrica (e assemblato in cantiere).

La parte ammalorata può anche essere ricostruita con un conglomerato epossidico: come nei casi precedenti si inseriscono nella parte sana le armature su cui successivamente si getta il conglomerato epossidico, previa realizzazione dei casseri di contenimento.

Oltre a queste tecniche, tra gli interventi a carattere puntuale rientrano anche i rafforzamenti parziali delle strutture, attraverso mensole in legno, eventuali dormienti inseriti sotto le teste delle travi (esterni alla muratura) o elementi metallici (lamine o catene). Per diminuire il carico agente, in seguito ad opportune valutazioni, potrebbe essere utile inserire delle nuove travi nei punti in cui si concentrano i carichi, se l'interasse lo consente.

6.2.3.2. Interventi di recupero strutturale sugli orizzontamenti – interventi generalizzati- irrigidimento dei solai con cappa collaborante in legno

Una delle problematiche che interessa l'edilizia storica è rappresentata dalla presenza di orizzontamenti deformabili, che non sono in grado di garantire un comportamento scatolare della struttura.

La presenza di un orizzontamento rigido consente difatti un controventamento del piano e una distribuzione più omogenea delle azioni sui muri di imposta (le cui proprietà meccaniche devono essere adeguatamente verificate).

Nei solai esistenti con singola orditura questa condizione non si verifica, e l'irrigidimento dei solai, anche limitato, provoca in genere un aumento della resistenza e del comportamento della struttura.

Le analisi effettuate precedentemente hanno dimostrato che intervenire per irrigidire i solai lignei porterebbe un sensibile miglioramento nel comportamento globale della struttura.

Ci sono diverse tecniche capaci di produrre questi effetti, e nella scelta occorre valutare attentamente diversi fattori. Ad esempio, l'uso di controventature metalliche è sicuramente un intervento efficace, ma sconsigliato per il caso in esame, dato che si tratta di un bene artistico tutelato. Inoltre, data la presenza di alcuni soffitti di pregio, affrescati, sarebbe preferire un intervento che interessa l'estradosso del solaio, piuttosto che

l'intradosso. Una tecnica potrebbe impiegare rinforzi con bandelle metalliche o di materiali compositi, fissate al tavolato esistente con andamento incrociato, ma gli interventi che vengono maggiormente usati sono essenzialmente riferibili a tre tipologie. Esse sono riconducibili ad un principio progettuale comune ma si differenziano nei materiali impiegati e nelle modalità operative:

- ripristino di rigidità ottenuto mediante tavolati strutturali incollati ed avvitati;
- ripristino di capacità portante mediante tavolati strutturali collaboranti;
- ripristino di capacità portante ottenuto mediante cappe armate in calcestruzzo.

L'aumento delle prestazioni strutturali che ciascuna tipologia di intervento comporta è proporzionale ad una maggiore invasività e mancanza di reversibilità¹²⁵. Gli effetti devono essere inoltre valutati sia in relazione alla ripartizione delle azioni tra gli elementi verticali sia all'aumento delle masse.

Ancora una volta si ricorda che un'adeguata conoscenza dello stato di fatto è l'elemento imprescindibile per poter scegliere l'intervento più adeguato al caso specifico.

Non disponendo di dati tali da permettere la definizione del sistema strutturale dell'edificio oggetto di studio, non è stato possibile sviluppare un'analisi dei carichi, strumento indispensabile per definire le modalità di intervento. Sono quindi state fatte delle ipotesi, illustrate precedentemente, e sulla base di esse si è scelto di descrivere, a titolo esemplificativo, una proposta di intervento che prevede l'uso di una cappa collaborante in legno.

Le finalità dell'intervento comprendo quindi, oltre ad un incremento di resistenza e rigidità del solaio, anche una maggior efficacia nella ripartizione trasversale dei carichi verticali e un collegamento orizzontale tra gli elementi portanti verticali (comportamento scatolare).

L'intervento proposto consiste nella rimozione del pavimento esistente e nell'applicazione di un nuovo tavolato ligneo strutturale composto da tre strati di pannello di compensato di spessore 2 cm sopra il tavolato esistente. Gli strati del nuovo tavolato vengono incollati mutuamente mediante resine epossidiche "in continuo" ed avvitati in fase provvisoria durante la posa. Il risultato è una lastra lignea strutturale che viene ancorata alla struttura portante sottostante mediante connettori in acciaio ad aderenza migliorata e resina epossidica bicomponente.

¹²⁵ [59] U. Turrini, *Il rinforzo strutturale dei solai lignei*.

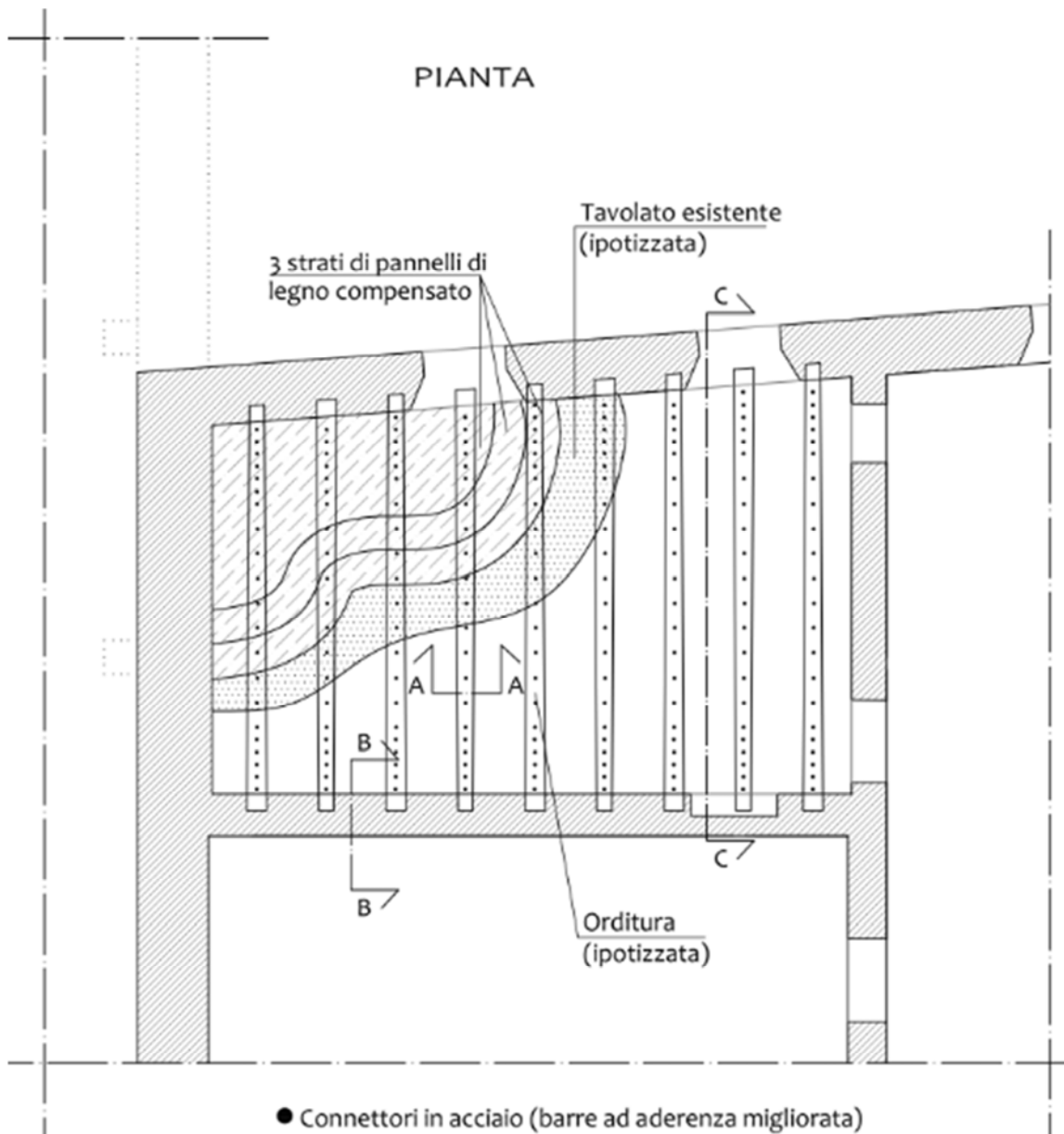


Figura 6.2-11: Schematizzazione dell'intervento con cappa collaborante legno-legno; pianta del solaio.

Per garantire la collaborazione tra la lastra e la struttura portante verticale, i nuovi tavolati sono collegati alle murature di ambito attraverso regge metalliche a forma di “Y” avvitate al legno e ancorate alle murature mediante apposite resine epossidiche bicomponenti. In aggiunta devono anche essere messi in opera dei nastri metallici continui (con funzione di “catene” strutturali), avvitati anch’essi al tavolato. Questi nastri metallici hanno anche la funzione di collegare tra loro i solai di ambienti attigui.

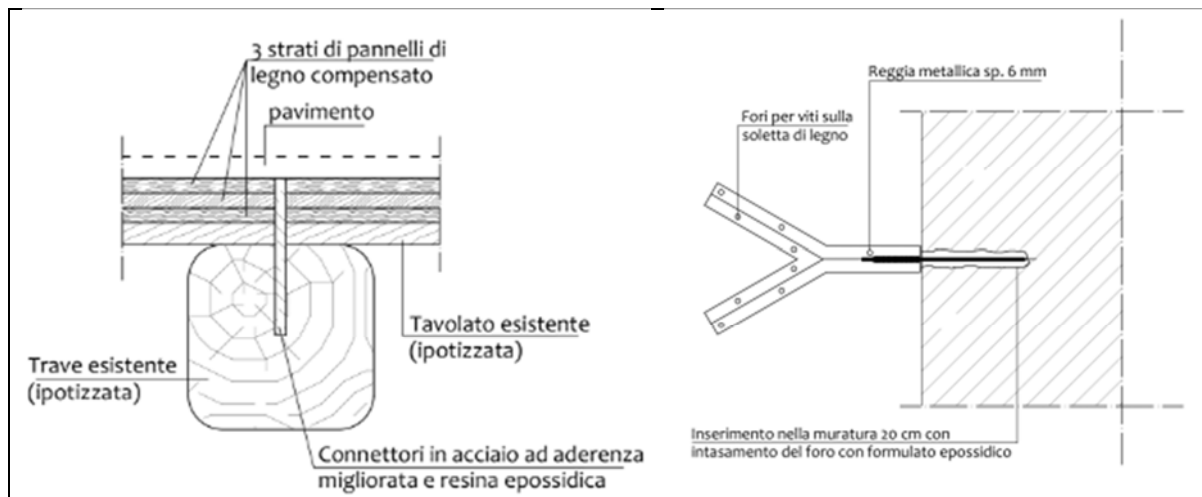


Figura 6.2-12: Schematizzazione dell'intervento con cappa collaborante legno-legno, sezione trasversale e schematizzazione del posizionamento della reggia metallica in pianta.

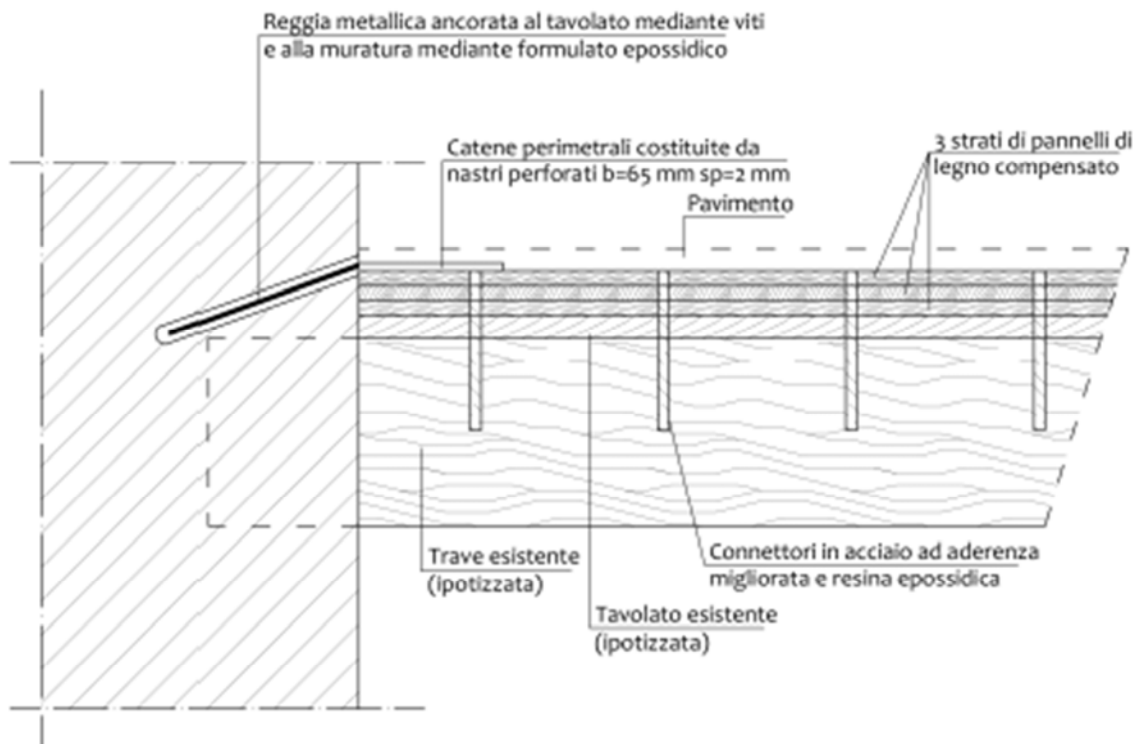


Figura 6.2-13: Schematizzazione del posizionamento della reggia metallica in sezione longitudinale del solaio.

Occorre sottolineare che l'uso di resine epossidiche implica un ripristino della continuità delle fibre interrotte a causa della perforazione.

L'uso della cappa in legno collaborante risulta molto utile nel rinforzo strutturale dell'edilizia storica, e la caratteristica di minimo aumento delle masse fa sì che questo intervento sia spesso preferito a quelli che prevedono una cappa in cemento armato (che implica notevoli aumenti di massa).

7. PROPOSTA DI INDAGINI CONOSCITIVE

È stato più volte ribadito che la conoscenza approfondita di un edificio storico sia lo strumento fondamentale ai fini di una corretta interpretazione del comportamento di una struttura, delle problematiche che essa presenta, e delle previsioni che possono essere fatte in merito alla sua risposta a particolari sollecitazioni.

Oltre alla caratterizzazione dei materiali, la conoscenza non può prescindere dalla ricerca sul tracciato di costruzione, trasformazione, dissesto e riparazione di un manufatto. Nella scelta della procedura è utile l'applicazione di uno schema che prevede una sequenza ordinata di passaggi. Questa metodologia prevede che, dopo un rilievo geometrico e fotografico generale, l'individuazione e il rilievo delle prime evidenze di stratificazione e di dissesto e la formulazione della prima ipotesi sulle fasi del processo costruttivo e sul processo di dissesto, si provveda al progetto di saggi mirati di verifica e approfondimento, al fine di confermare e integrare le ipotesi¹²⁶.

Tale procedimento è pienamente applicabile al lavoro svolto in questa tesi, che ha permesso di dimostrare sia la necessità di una conoscenza maggiore dell'edificio oggetto di studio sia la definizione di quelli che sono gli elementi che rappresentano delle criticità, meritevoli quindi di particolare attenzione.

I risultati delle analisi svolte precedentemente hanno fornito la possibilità di individuare dunque in maniera puntuale gli aspetti di maggior rilievo che devono essere indagati, indirizzando le risorse in modo più consapevole e strategico. Vengono brevemente riassunti, in maniera sintetica, gli elementi sui quali è ritenuto significativo concentrare le proposte di indagini:

- la tipologie e le caratteristiche del terreno su cui poggia il palazzo;
- la tipologia e le caratteristiche delle fondazioni (o quanto meno una verifica dei dati ricavati dalla ricerca storica);
- la tipologia e le caratteristiche meccaniche delle pareti interne e di quelle esterne, e lo stato di conservazione;
- la tipologia e le caratteristiche meccaniche dei solai, e lo stato di conservazione;
- il comportamento strutturale e lo stato di conservazione della copertura;
- l'interazione tra Palazzo Rosso e Palazzo ex Tribunale, in particolare la natura materica dell'interfaccia tra i due edifici;
- le modalità di connessione tra parti di muratura di diversa epoca e tra muratura ed elementi orizzontali;
- la natura, l'esatta collocazione e lo stato di conservazione dei tiranti di cui sono visibili i capochiave esterni;

¹²⁶ F. Doglioni, *Connessioni tra stratificazione costruttiva, progressione del danno e processi di riparazione. Conseguenze sul comportamento attuale e problemi di restauro*, in [08] *Danneggiamento, Conservazione e manutenzione di strutture murarie e lignee: diagnosi e modellazione con riferimento alle tipologie costruttive ed edilizie*.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

- l'effettiva presenza e le caratteristiche geometriche e meccanica dei cordoli ipotizzati sulla base della ricerca storica;
- lo stato di conservazione del muro in falso al piano secondo (individuato come vulnerabilità) e del relativo supporto ipotizzato;
- l'effettiva composizione della volta a copertura dell'ingresso;
- la verifica delle ipotesi fatte in fase di rilievo geometrico riguardo gli elementi incerti;
- l'effettiva pericolosità delle fessure riscontrate negli elementi decorativi e le modalità di collegamento di essi con gli elementi strutturali;

La Figura 6.2-1 permette di individuare in maniera intuitiva alcuni degli elementi da indagare; nella rappresentazione non sono stati riportati, per semplicità, tutti gli elementi elencati precedentemente, ma solo alcuni tra quelli a carattere puntuale.

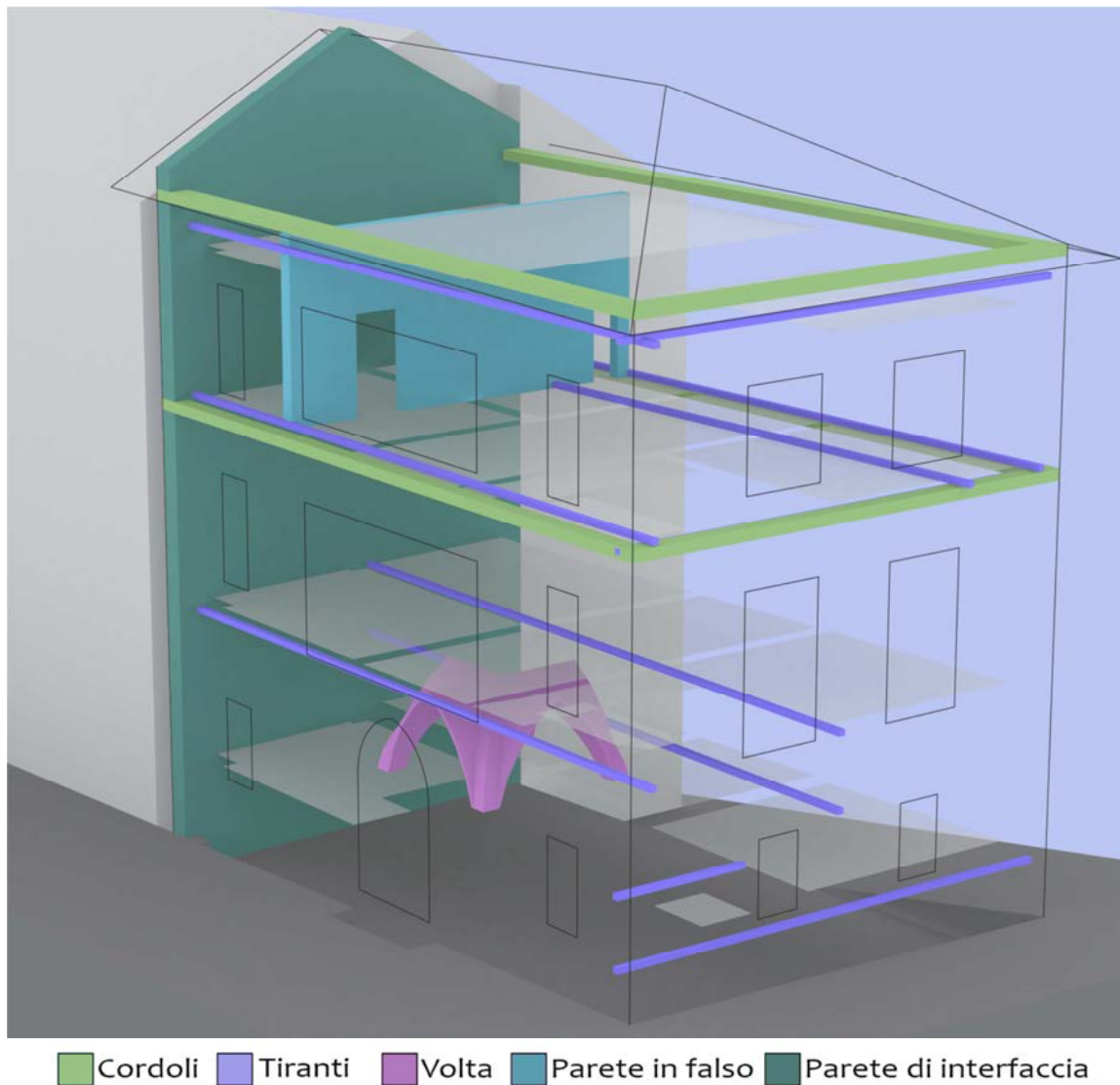


Figura 6.2-1: Individuazione dei principali elementi puntuali da indagare.

Prima di definire la proposta del piano di indagini vengono presentate le metodologie e le tecniche più utilizzate.

7.1. Il rilievo materico costruttivo

Il rilievo materico costruttivo ha la finalità di individuare l'organismo resistente dell'edificio in esame, considerando la qualità e la tipologia degli elementi costitutivi e valutando la qualità muraria. I dati possono essere ricavati mediante l'esecuzione di prove di tipo non distruttivo o debolmente distruttivo.

Prima di realizzare delle prove è necessario definire un piano di indagini, frutto della sintesi delle varie tipologie di rilievo eseguite, delle informazioni desunte dalla ricerca storica e dalle considerazioni in merito agli esiti delle analisi.

La sintesi del rilievo geometrico, critico, materico, unitamente all'analisi storica di eventi rilevanti al fine di comprendere la composizione strutturale dell'edificio ha portato ad un quadro conoscitivo abbastanza scarso che deve essere approfondito.

7.1.1. La valutazione della qualità muraria

Occorre formulare un giudizio sulla qualità muraria mediante la compilazione della scheda sulla qualità muraria. La scheda permette di valutare la qualità del paramento murario partendo dallo stesso studio della tipologia muraria in esame, dalle prove in situ che possono essere effettuate sullo stesso e dall'analisi della funzione di tale paramento all'interno dell'unità strutturale¹²⁷.

La scheda sulla qualità muraria è suddivisa in cinque sezioni:

- collocazione della muratura oggetto di analisi;
- rilievo della tipologia muraria;
- conclusioni;
- prove in laboratorio e prove in situ;
- analisi e valutazione del prospetto nel suo complesso;

La prima parte della scheda richiede l'inserimento dei dati relativi all'ubicazione del campione di muratura nel contesto più ampio dell'edificio di provenienza. Si richiede anche l'inserimento nella tabella della pianta e prospetto dell'edificio con evidenziazione della muratura in esame.

¹²⁷ [12] L. Binda, A. Borri, G. Cardani, F. Doglioni, *Scheda qualità muraria: relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria*.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

PARTE PRIMA	
COLLOCAZIONE DELLA MURATURA OGGETTO DI ANALISI	
1. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO IN CUI E' COLLOCATA LA MURATURA	
1.1 DENOMINAZIONE	1.5 PIANTE E PROSPETTO DELL'EDIFICIO (con indicazione della muratura considerata)
1.2 UBICAZIONE	
1.3 DATA DEL RILIEVO	
1.4 NOME DEL RILEVATORE	
OSSERVAZIONI	
SCALA	

Figura 7.1-1: Scheda di valutazione della qualità muraria, parte prima.

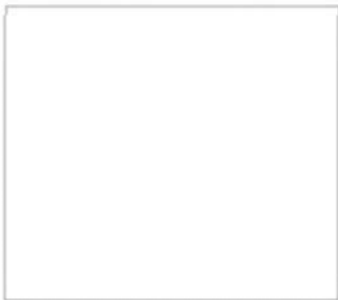
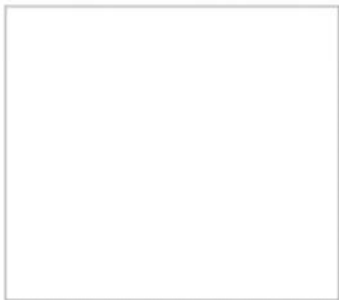
PARTE SECONDA	
RILIEVO DELLA TIPOLOGIA MURARIA	
2. TESSITURA DEL PARAMENTO	
FOTOGRAFIA DEL PARAMENTO	RESTITUZIONE GRAFICA DEL PARAMENTO
	
<small>Legenda:</small> [Simboli per: Mattone, Laterizio, Cotto, Gesso, Placche, Fianchi, Pignone]	

Figura 7.1-2: Scheda di valutazione della qualità muraria, parte seconda

La parte seconda è relativa alla descrizione della tipologia muraria, comprende due parti: una finalizzata alla descrizione qualitativa della muratura e l'altra all'attribuzione di un giudizio in un certo senso "quantitativo" della qualità muraria, attraverso l'assegnazione di diversi punteggi numerici.

Il rilievo della tessitura del paramento prevede l'inserimento di un'immagine fotografica del prospetto della muratura e una restituzione grafica dello stesso con l'adozione di una simbologia opportuna per distinguere la natura dei materiali, per una porzione non inferiore ad 1m per 1m¹²⁸. Di seguito si riportano a titolo esemplificativo le riprese fotografiche di due diversi campioni e la loro restituzione grafica.

¹²⁸ [M5] Linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria.

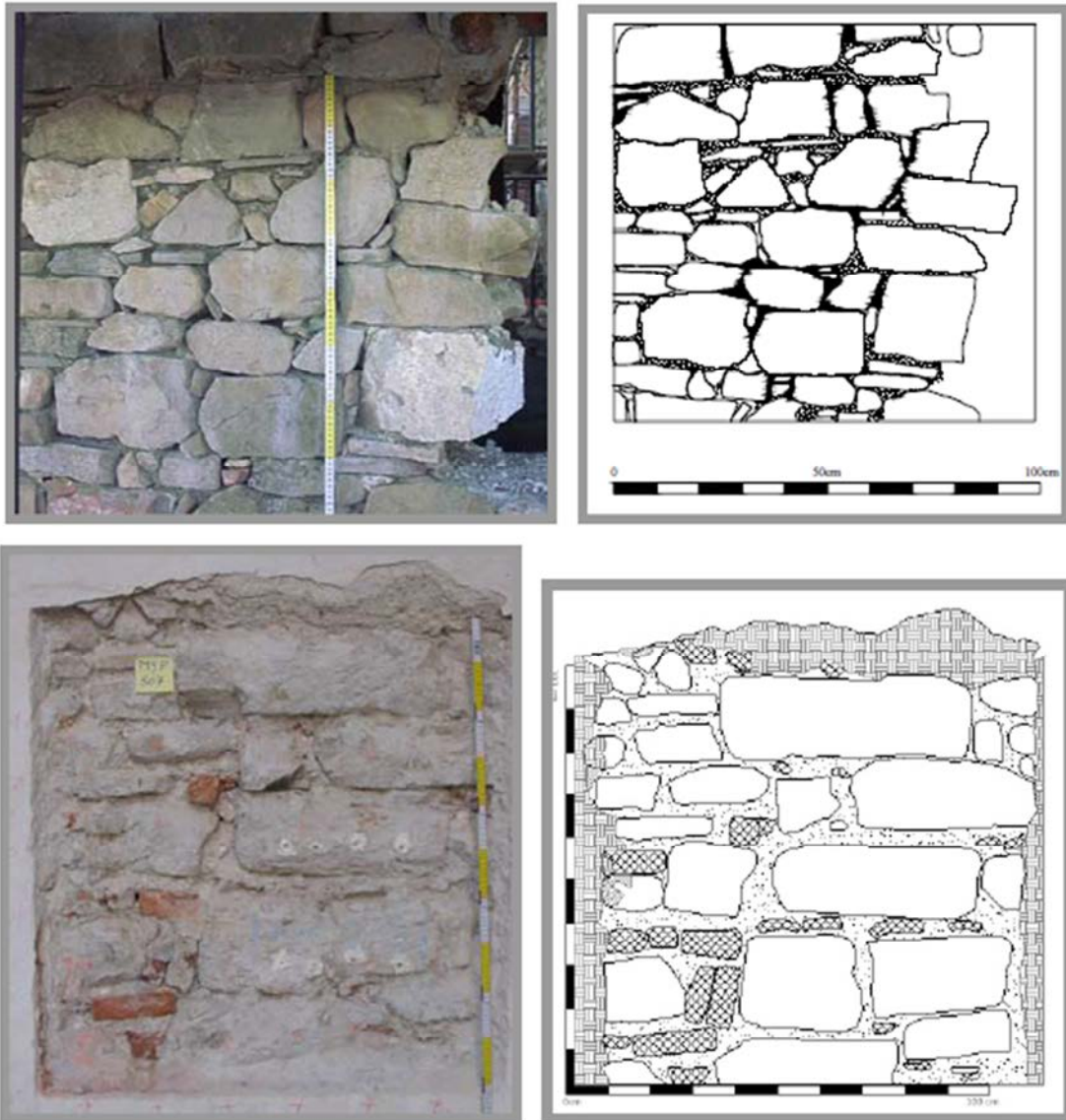


Figura 7.1-3: Esempio di restituzione grafica e fotografica di due campioni di paramento con indicazione dei materiali costituenti (Linee guida per la compilazione della scheda relativa alla qualità muraria).

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

PARTE SECONDA
RILIEVO DELLA TIPOLOGIA MURARIA

2. TESSITURA DEL PARAMENTO

2.1 RUOLO STRUTTURALE

MURATURA D'AMBITO
 MURATURA DI SPINA
 PILASTRO
 TAMPONAMENTO
 MURATURA INTERNA

2.2 TIPOLOGIA

IN PIETRA IN MATTONI
 IN BLOCCHI DI CLS IN BLOCCHI DI TUFO
MST: >

2.3 RICORSI

PRESENTI a dist. ASSENTI
 DI ELEMENTI PIU' GRANDI IN MATTONI
 IN CLS

2.4 ORIZZONTAMENTI/LISTATURE

ASSENTI PRESENTI ogni...

2.5 ZEPPE

ASSENTI
 IN PIETRA
 IN COTTO

2.6 APPARECCHIATURA/ORIZZONTALITÀ DEI FILARI

IRREGOLARE (OR, NR)
 A CORSI SUB-ORIZZONTALI (OR, PR)
 A CORSI ORIZZONTALI (OR, R)

[presente lo schema grafico del prospetto con indicazione dell'irregolarità dei filari]

2.7 SFALSAMENTO DEI GIUNTI VERTICALI

NON RISPETTATO (SG, NR)
 PARZIALMENTE RISPETTATO (SG, PR)
 NON RISPETTATO (SG, NR)

[presente lo schema grafico del prospetto con indicazione dello sfalsamento verticale dei giunti]

PUNTEGGIO

A	A	A
VERT.	ORZ.	COMP.

2.8 INGRANAMENTO SUL PIANO ESTERNO DEL PARAMENTO

VALORE DI LMT =

INGRANAMENTO =

LIVELLO DI VULNERABILITA' =

Figura 7.1-4: Scheda per la valutazione della qualità muraria, parte seconda.

La scheda prosegue con la raccolta dei dati relativi ai parametri che definiscono le caratteristiche di tessitura del paramento.

I principali parametri attraverso cui la muratura è descritta sono:

- il ruolo strutturale della muratura di cui fa parte il campione esaminato;
- la tipologia della muratura, sulla base dei materiali di cui è composta (la scelta non dovrà limitarsi al materiale prevalente);
- la presenza di ricorsi;
- la presenza di orizzontamenti o listature, ovvero i piani di posa orizzontali secondo i quali la muratura stessa è stata realizzata;
- la presenza di “zeppe”, frammenti di laterizio o scaglie di pietra messi in opera per colmare i giunti di malta e le irregolarità tra le pietre;
- apparecchiatura / orizzontalità dei filari;
- sfalsamento dei giunti verticali;

Per gli ultimi due parametri è previsto che venga espresso un giudizio (rispettato/parzialmente rispettato/non rispettato) sulla base delle considerazioni messe a punto da A. Borri.

La scheda prosegue con una sezione che è finalizzata alla determinazione dell'ingranamento sul piano esterno del paramento, tramite il calcolo dell' LMT (Linee di Minimo Tracciato).

“Le Linee di Minimo Tracciato si ottengono disegnando delle polilinee che seguono i giunti orizzontali, inclinati o verticali che uniscono il bordo superiore a quello inferiore del campione senza attraversare i supporti e senza toccarsi né intersecarsi. In questo modo si ottiene il valore dell'LMT per quel campione murario [...] A seconda della lunghezza dei tracciati ottenuti si stabilisce il tipo di ingranamento della muratura: più elevata è la

lunghezza complessiva dei tracciati, maggiore è l'ingranamento del supporto e quindi più bassa la vulnerabilità della muratura."¹²⁹.

Operativamente, dopo aver ridisegnato il campione, si disegnano diverse linee di minimo tracciato, le lunghezze vengono sommate per poi essere divise per il numero di linee considerate. Questo valore medio rappresenta il valore di riferimento di linea di minimo tracciato per il campione. Questo parametro definisce l'ingranamento del campione di muratura.

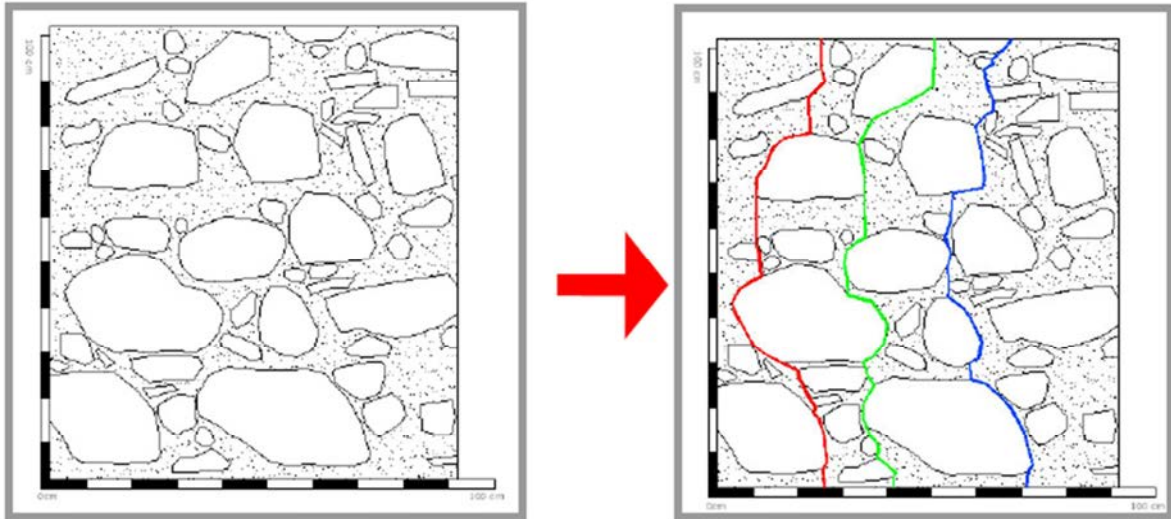


Figura 7.1-5: Restituzione grafica del paramento e, a destra, rappresentazione delle LMT (Linee guida per la compilazione della scheda relativa alla qualità muraria).

PARTE SECONDA RILIEVO DELLA TIPOLOGIA MURARIA			
3. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DEL PARAMENTO			
3.1 ELEMENTI LAPIDEI		3.1.5 REGOLARITA' DEGLI ELEMENTI	
3.1.1 TIPO DI ELEMENTO LAPIDEO		<input type="checkbox"/> NON RISPETTATA (R.EL. NR)	
<input type="checkbox"/> ARENARIA	<input type="checkbox"/> TRAVERTINO	<input type="checkbox"/> TUFO	<input type="checkbox"/> ALTRO
<input type="checkbox"/> CALCARE	<input type="checkbox"/> MATTONI COTTI	<input type="checkbox"/> MATTONI CRUDI	
3.1.2 PROVENIENZA		<input type="checkbox"/> PARZIALMENTE RISPETTATA (R.EL. PR)	
<input type="checkbox"/> SCAVO LOCALE	<input type="checkbox"/> GRETO DEL FILARE	<input type="checkbox"/> CAVA	
3.1.3 LAVORAZIONE		<input type="checkbox"/> RISPETTATA (R.EL. R)	
<input type="checkbox"/> ASSENTE	<input type="checkbox"/> APPENA SBOZZATA	<input type="checkbox"/> SPICOLI FINITI PACCE A VISTA NON LAVORATE	<input type="checkbox"/> SPICOLI FINITI PACCE A VISTA LAVORATE
3.1.4 STATO DI CONSERVAZIONE		3.1.6 DIMENSIONE DEGLI ELEMENTI	
<input type="checkbox"/> BUONO	<input type="checkbox"/> MEDIOCRE	<input type="checkbox"/> CATTIVO	<input type="checkbox"/> PESSIMO
<input type="checkbox"/> NON RISPETTATA (D.EL. NR)		<input type="checkbox"/> PARZIALMENTE RISPETTATA (D.EL. PR)	
<input type="checkbox"/> RISPETTATA (D.EL. R)		<input type="checkbox"/> RISPETTATA (D.EL. R)	
3.2 MALTA		3.2.7 QUALITA' DELLA MALTA/STATO DI CONSERVAZIONE/ADERENZA AL SUPPORTO	
3.2.1 FUNZIONE		<input type="checkbox"/> NON RISPETTATA (MA. NR)	
<input type="checkbox"/> ALLETTAMENTO	<input type="checkbox"/> STILATURA	<input type="checkbox"/> REMPIMENTO	
3.2.2 CONSISTENZA		<input type="checkbox"/> PARZIALMENTE RISPETTATA (MA. PR)	
<input type="checkbox"/> INCOERENTE	<input type="checkbox"/> FRABILE	<input type="checkbox"/> COMPATTA	<input type="checkbox"/> TENACE
3.2.3 COLORE MALTA:		<input type="checkbox"/> RISPETTATA (MA. R)	
3.2.4 COLORE AGGREGATO:			
3.2.5 TIPO DI AGGREGATO			
<input type="checkbox"/> SABBIA	<input type="checkbox"/> GHIAIA	<input type="checkbox"/> GHIAIETTO	
3.2.6 FORMA DELL'AGGREGATO			
<input type="checkbox"/> ARROTONDATA		<input type="checkbox"/> SPIGOLOSA	

Figura 7.1-6: Scheda per la valutazione della qualità muraria, parte seconda.

La parte seconda della scheda continua poi con la definizione delle peculiarità utili a definire le caratteristiche del materiale del paramento.

In primo luogo viene vengono analizzati gli elementi lapidei, considerandone la tipologia, la provenienza, la lavorazione e lo stato di conservazione. Viene ripetuta l'analisi sulla regolarità degli elementi per quanto riguarda la sezione muraria. In questa sezione, il

¹²⁹ [M5] Linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno (Palazzo Rosso)

giudizio viene espresso con la stessa modalità vista in precedenza (rispettato/parzialmente rispettato/non rispettato), nei confronti della regolarità e della dimensione degli elementi.

Successivamente si analizza la malta, le cui caratteristiche rilevabili sul paramento sono descritte attraverso l'analisi di: funzione, consistenza, colore, tipo, colore e forma dell'aggregato, e infine qualità, stato di conservazione, aderenza al supporto.

Figura 7.1-7: Scheda rilievo della qualità muraria, parte seconda, relativa alla sezione muraria.

Poi si riportano informazioni relativi alla sezione del paramento, complete di disegno. Vengono valutati i parametri descritti precedentemente, ma questa volta riferiti alla sezione del campione murario: ruolo strutturale, tipologia, tipo e spessore di sezione, presenza di zeppe, distribuzione e dimensioni dei vuoti, orizzontamenti.

Un parametro di importanza fondamentale che viene a questo punto valutato è la presenza di diatoni, pietre il cui spessore interessa tutta la sezione, o legamenti, pietre che non attraversano completamente la sezione ma superano la metà del suo spessore, garantendo ugualmente un buon ingranamento.

Anche l'ingranamento trasversale viene valutato in modo analogo a quanto visto per il prospetto, utilizzando le linee di minimo tracciato.

Figura 7.1-8: Scheda rilievo della qualità muraria, parte seconda, sezione quinta.

La sezione quinta della seconda parte riguarda la caratterizzazione dei materiali della sezione, considerando sempre sia l'elemento lapideo che il materiale legante.

PARTE TERZA - CONCLUSIONI			
6. OSSERVAZIONI QUALITATIVE			
7. INDICE DI QUALITÀ: (IQ) =			
	CATEGORIA		
	C	B	A
AZIONI VERTICALI	0 ≤ IQ < 3	3 ≤ IQ < 5,5	5,5 ≤ IQ < 11
AZIONI ORTOGONALI	0 ≤ IQ ≤ 4,5	4,5 < IQ < 7,5	7,5 ≤ IQ ≤ 11
AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI	0 ≤ IQ ≤ 3,5	3,5 < IQ < 5,5	5,5 ≤ IQ ≤ 11

L'indice di qualità IQ è dato dalla somma dei punteggi contenuti nella scheda ed evidenzia

Figura 7.1-9: Scheda rilievo della qualità muraria, parte terza.

La terza parte consiste in un'esposizione delle osservazioni qualitative, che riguardano le conclusioni sulla qualità della muratura che si possono trarre dai dati raccolti nella scheda, senza arrivare a un giudizio quantitativo. La sezione settima riguarda l'attribuzione di indice qualitativo.

La parte quarta riguarda le prove in sito o in laboratorio che possono essere eseguite sul paramento murario.

PARTE QUINTA ANALISI E VALUTAZIONE DEL PROSPETTO NEL SUO COMPLESSO	
12. QUANTITÀ E DISTRIBUZIONE DELLE APERTURE	
12.1 DISEGNO DEL PROSPETTO CON INDICAZIONE DELLE APERTURE	12.2 DISEGNO DEL PROSPETTO CON EVIDENZIAMENTO DEI MASCHI MURARI

Figura 7.1-10: Scheda rilievo della qualità muraria, parte quinta.

L'ultima parte consiste in una valutazione del prospetto in cui la muratura oggetto di analisi è inserita, in modo da contestualizzare le informazioni qualitative in relazione alle

caratteristiche complessive del prospetto. L'analisi della parete nel suo complesso parte da un'osservazione sulla quantità e sulla distribuzione delle aperture che ne influenzano il comportamento meccanico.

Nella scheda viene quindi inserito il disegno del prospetto con indicazione delle aperture e della conformazione dei maschi murari.



Figura 7.1-11: Fasce di piano (in rosso) e maschi murari (in giallo).

7.2. La caratterizzazione meccanica dei materiali

La fase di caratterizzazione meccanica dei materiali è finalizzata a individuare i parametri meccanici, quelli di deformabilità e di resistenza della muratura, per poter realizzare un modello della struttura il più possibile aderente alla realtà al fine di determinare la capacità portante. La condizione ottimale per disporre di parametri di input per il modello di calcolo assolutamente attendibili comporterebbe l'analisi di molte prove eseguite in laboratorio, che implicherebbero campioni dal manufatto.

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.

Di seguito vengono descritte le indagini che vengono più frequentemente utilizzate.

7.2.1. 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.

La termografia si applica nella banda delle radiazioni infrarosse. 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 calore¹³⁰. 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 quantitative¹³¹.

7.2.2. 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 ritorno¹³². 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

¹³⁰[11] L. Binda, A. Saisi, L. Zanzi, G. Baronio, *Tecniche di indagini per la diagnostica strutturale*.

¹³¹ L. Binda, A. Saisi, L. Zanzi, *Strategie di utilizzo di tecniche non distruttive nell'indagine per la diagnostica*, in [08] *Danneggiamento, Conservazione e manutenzione di strutture murarie e lignee: diagnosi e modellazione con riferimento alle tipologie costruttive ed edilizie*.

¹³² [10] L. Binda, A. Saisi, *Il ruolo delle indagini nella diagnostica strutturale*.

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 ostacoli¹³³.

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.

7.2.3. 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 (ubicazione e 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. Nel campo del restauro, come nel caso di Palazzo Rosso, risulta essere un prezioso strumento per individuare le porzioni di pareti che sono state oggetto di interventi di rinforzo con pareti armate.

¹³³ [40] M. Marchisio ed altri, *Diagnostica non pervasiva con metodologie dinamiche di origine geofisica sulle strutture murarie di edifici monumentali*.

L'utilizzo del pacometro è utile anche per l'individuazione di elementi di rinforzo come i tiranti: permette difatti di capire la posizione e l'estensione del tirante, a partire magari da una semplice traccia visiva del capochiave.

7.2.4. 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 quantitativa 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 successivamente¹³⁴.

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 soniche¹³⁵.

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.

¹³⁴ [16] 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.*

¹³⁵ [26] F. Da Porto, M. R. Valluzzi, C. Modena, *Tecniche di consolidamento di murature storiche in pietra: indagini sperimentali e criteri per la valutazione della resistenza.*

I dati registrati vengono poi elaborati, calcolando il tempo di volo, ossia il tempo intercorso tra l'inizio del segnale trasmesso e l'inizio del segnale ricevuto, ricavando, noto lo spazio tra emittente e ricevente, la velocità di attraversamento della muratura.

Il principio che lega la velocità di propagazione delle onde elastiche attraverso un mezzo alle proprietà fisico-meccaniche del mezzo stesso, secondo la relazione:

$$v = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Dove:

v è la velocità di propagazione delle onde longitudinali nel mezzo attraversato;

E è il modulo di Young (rigidezza del materiale);

ρ è la densità del mezzo attraversato.

Occorre tenere a mente che questa relazione ha validità solo per materiali elastici, omogenei (a densità costante) ed isotropi (con medesime proprietà fisico-meccaniche in tutte le direzioni) e quindi in generale non è valida per la propagazione di onde meccaniche nella muratura, che si presenta per sua natura eterogenea ed anisotropa.

Per ovviare a questo problema, si predispongono più stazioni di misura entro aree omogenee di muratura, generalmente disponendo i punti di battuta ai nodi di griglie con maglia di dimensioni opportune. In ogni caso, i risultati ottenuti da prove soniche applicate alle murature, in particolare a quelle storiche, consistono in dati qualitativi (non è possibile desumere ad esempio il modulo di Young). La velocità di propagazione dell'onda sonica non può essere direttamente correlata alle proprietà della muratura quali resistenza e stato tensionale.

Da indagini soniche ci si aspetta quindi di ricavare dati qualitativi sulle caratteristiche elastiche del materiale ed informazioni quantitative sui rapporti di variazione di tali caratteristiche tra punti diversi della struttura.

Come accennato precedentemente, un'altra applicazione molto importante riguarda la misura dell'efficacia di un intervento di consolidamento della muratura che ne modifichi le proprietà (densità, modulo elastico, resistenza), quali ad esempio le iniezioni con miscele leganti, tramite considerazioni sulla variazione delle caratteristiche in esame.

Le prove soniche permettono anche l'individuazione di vuoti, cavità o porzioni realizzate con materiali dalle caratteristiche meccaniche diverse, considerando che le onde sonore si trasmettono attraverso i mezzi prediligendo i canali a maggiore densità, deviando quindi in corrispondenza di lacune o discontinuità. A parità di lunghezza del percorso che segue, maggiore è la presenza di vuoti e discontinuità, minore è la velocità di propagazione dell'onda.

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 trasmittente 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.

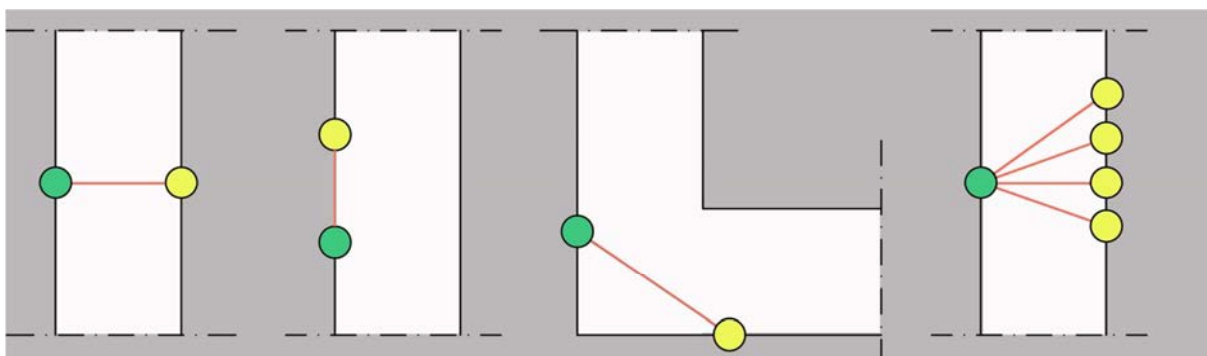


Figura 7.2-1: Procedure di svolgimento delle prove soniche (verde=emittente, giallo=ricevente): diretta o in trasparenza (1); indiretta o superficiale (2); semidiretta o radiale (3); tomografia (4).

Le prove soniche dirette, o “in trasparenza”, prevedono che la stazione trasmittente 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.

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.

7.2.5. Saggi, 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.

Preliminarialmente alla realizzazione della 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 (mattoni, pietre tenere), ma può essere molto lunga o impossibile nel caso di materiali molto resistenti o di murature molto disomogenee.

7.2.6. 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 (hanno subito numerosi anni di sperimentazione) 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.

Di seguito viene descritta la metodologia delle prove di martinetto piatto singolo e doppio, in relazione alle norme tecniche di riferimento.

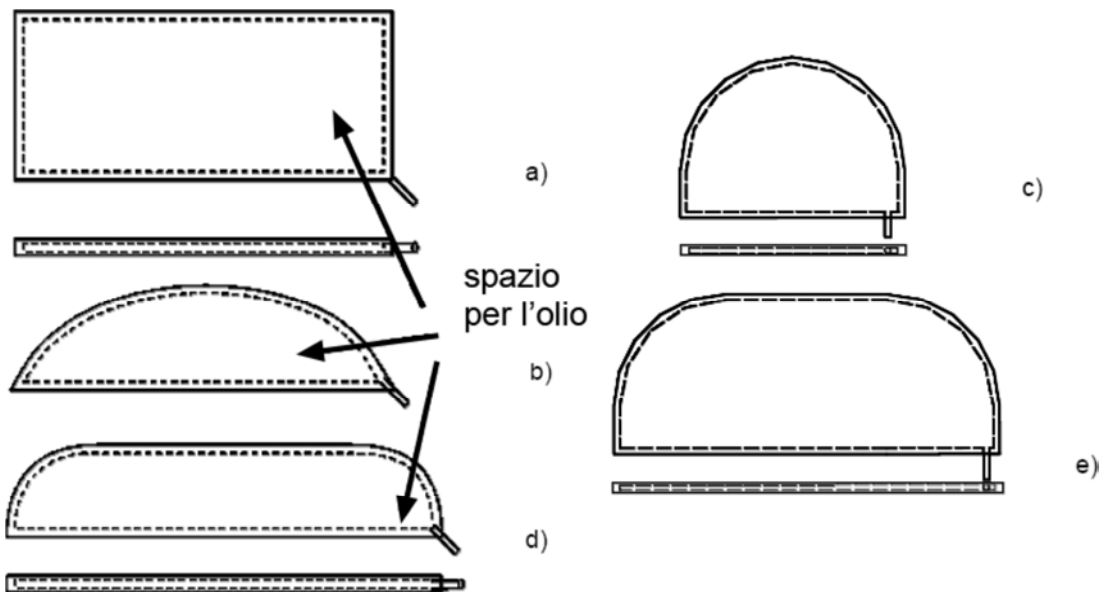


Figura 7.2-2: Diverse forme di martinetti piatti utilizzati normalmente nelle prove.

7.2.6.1. 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 viene misurando ogni 20 mm la profondità del taglio ed eseguendo la media.

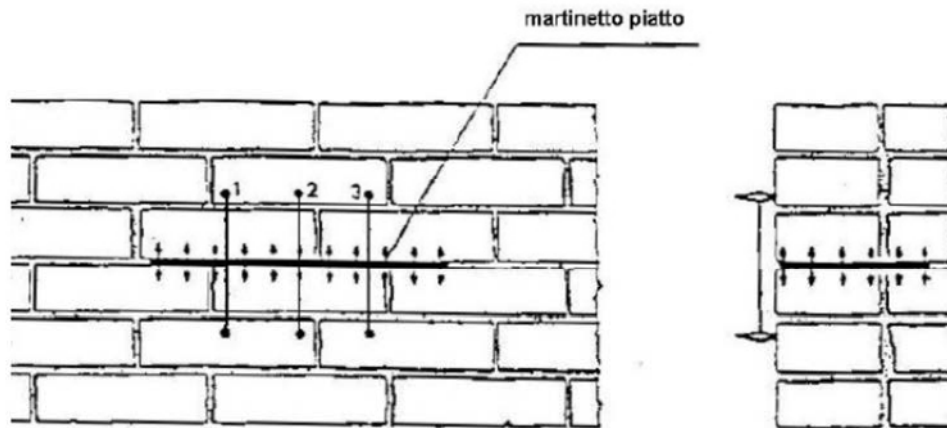


Figura 7.2-3: basi di misura per l'esecuzione della prova con martinetto piatto singolo

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 gradatamente 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.¹³⁶ 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.¹³⁷ non prevedono nessuna fase preliminare di adattamento del martinetto al taglio. Nella prova con martinetto singolo prescrivono di

¹³⁶ ASTM International (American Society for Testing and Materials), ente di certificazione americano.

¹³⁷ 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.

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 ascissa la tensione (σ_m , in MPa), ovvero la pressione dell'olio all'interno del martinetto moltiplicata per le costanti d'area e di martinetto (K_A e K_M), 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_m , a meno delle costanti moltiplicative K_A e K_M ¹³⁸.

7.2.6.2. 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.

¹³⁸ [11] L. Binda, A. Saisi, L. Zanzi, G. Baronio, *Tecniche di indagini per la diagnostica strutturale*.

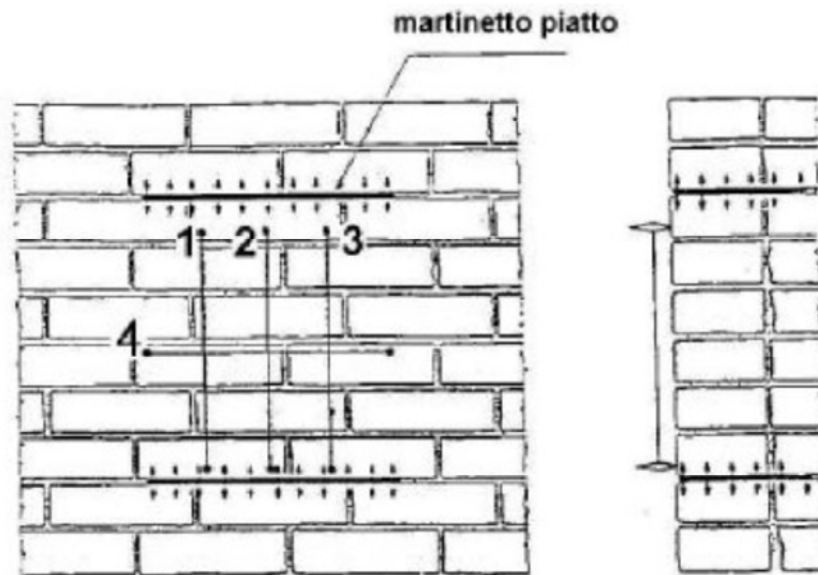


Figura 7.2-4: basi di misura per l'esecuzione della prova con martinetto piatto doppio.

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 (k_A e k_M). La pendenza della curva di carico corrisponde per le basi verticali al modulo di rigidezza E (modulo di Young) della muratura.

7.2.7. Prelievo campioni

Per approfondire la conoscenza dell'edificio, possono venire eseguite anche delle indagini distruttive, effettate in laboratorio, su campioni prelevati in loco. Queste analisi hanno lo scopo di caratterizzare i materiali dal punto di vista chimico, fisico e meccanico. Possono essere utili a definire sia la composizione delle malte e degli intonaci originali, che la caratterizzazione chimica, fisica e meccanica di pietre, mattoni, legni e metalli. Nella fase diagnostica hanno un ruolo molto importante, permettendo di verificare l'entità del danno, in special modo per quanto riguarda la superficie esterna degli elementi murari o lignei, ma sono molto utili anche per predire la durabilità dei materiali da riparazione. A sconto di tutti questi vantaggi, è bene tenere presente che l'integrità del materiale indagato viene definitivamente compromessa: il provino viene generalmente portato a rottura.

Le prove meccaniche condotte in laboratorio eseguite su provini di muratura prelevati in situ al fine di determinare valori di resistenza e di deformabilità forniscono dati molto più attendibili di quelli ottenuti mediante prove di tipo non distruttivo, a patto che siano rispettati determinati accorgimenti nella fase di prelievo del campione, di modo che esso sia il più possibile indisturbato. Diversamente, prove di resistenza a compressione o a taglio su pannelli murari o comunque su grandi porzioni di muratura realizzate in situ sono possibilmente da evitare, a causa della loro distruttività.

I provini destinati alle prove di laboratorio devono essere prelevati in modo da bilanciare le esigenze di significatività dei risultati e l'esigenza di non distruttività del campionamento. Il campione prelevato deve essere il più possibile non disturbato per essere effettivamente rappresentativo della situazione presente. Queste prove possono avere molteplici scopi, che comprendono sia la caratterizzazione dei materiali da un punto di vista chimico fisico o meccanico, sia l'individuazione dell'origine del materiale (nell'ottica di impiegarne di simili in un ipotetico intervento), che per avere una misura del degrado e della durabilità di materiali originali o da impiegare nel restauro.

Naturalmente, il prelievo del materiale deve essere condotto nel rispetto dell'integrità dell'edificio, la quantità di materiale prelevato deve essere compatibile con lo scopo della

prova , e il materiale deve essere prelevato da diverse parti dell'edificio, di modo da poter individuare l'eventuale presenza di varie tipologie di degrado, evitando le zone soggette all'azione della pioggia o a precedenti riparazioni. Come in tutte le prove, il numero di campioni deve essere sufficientemente rilevante e rappresentativo della condizione della muratura, e vanno trascurati eventuali risultati totalmente incongrui con le previsioni attese e con quelli dei restanti provini.

7.2.7.1. Prove sulle malte

Al momento, non esistono delle prove standardizzate per definire la composizione e le caratteristiche fisico meccaniche di malte prelevate da edifici esistenti, e la difficoltà nel prelevare campioni di dimensioni sufficienti per eseguire delle prove meccaniche porta a ritenere che spesso le uniche informazioni attendibili ricavabili riguardino la composizione della malta e lo stato di degrado. La conoscenza di questi aspetti è molto importante perché permette di riprodurre malte o miscele da iniezione con caratteristiche simili e compatibili con quelle originarie, da utilizzare in eventuali operazioni di riparazione.

Le analisi chimiche e petrografiche permettono quindi l'individuazione del tipo di legante e di aggregato, il rapporto quantitativo tra essi, il grado e l'estensione della carbonatazione, la presenza di reazioni chimiche e di sostanze di nuova formazione. La granulometria e la distribuzione degli aggregati può invece essere determinata attraverso la separazione degli aggregati stessi dal legante, mediante trattamenti termici o chimici.

7.2.7.2. Prove su pietre e mattoni

Storicamente, si è sempre osservato che il degrado causato da agenti aggressivi che interessa la muratura non si presenta mai in modo uniforme. In alcuni casi pertanto è preferibile la rimozione e la sostituzione dei singoli elementi danneggiati piuttosto che un intervento più invasivo. Nel caso in cui il contesto lo richieda, è possibile anche considerare la possibilità di effettuare dei trattamenti superficiali dell'elemento degradato. Condizione fondamentale per l'applicazione di queste metodologie, analogamente a quanto visto nel caso delle malte, è la conoscenza approfondita degli elementi presenti, dei loro limiti di compatibilità e delle caratteristiche di degrado che presentano. Queste informazioni possono essere ricavate dai risultati di prove condotte in laboratorio.

Nello specifico, campioni di pietre e mattoni possono essere oggetto di prove meccaniche mediante prove di compressione e di trazione indiretta o di durezza superficiale in diversi

punti della superficie esterna e della sezione (quest'ultima specifica è molto utile per valutare la profondità del degrado)¹³⁹.

Le prove fisiche consistono nella misura del peso specifico, dell'assorbimento d'acqua per immersione totale o per risalita capillare. Indagini più specifiche possono portare all'individuazione del tipo di sale presente sulla superficie o all'interno della muratura (diffrattometria a raggi X) o la presenza di trattamenti superficiali (porosimetria a mercurio).

In alcuni casi può essere utile individuare la presenza e la quantità di solfati alcalini: i provini devono essere prelevati a diverse profondità della muratura e subire alcune prove chimiche.

Per quanto riguarda la condizione del materiale dal punto di vista del degrado, sono indispensabili delle analisi ottiche e mineralogiche al fine di determinare la dimensione e la distribuzione di pori, la presenza di sali e dei fenomeni di degrado (a volte arrivando anche a determinarne le cause). Sempre in questo ambito è possibile definire l'origine geografica di argille e pietre e le temperature di cottura dei mattoni.

Nell'ambito delle prove finalizzate a determinare la durabilità dei materiali, i cicli di gelo e disgelo e i test di cristallizzazione salina evidenziano le prestazioni attese e il tempo di vita utile di nuovi materiali soggetti ad agenti aggressivi.

7.2.8. Prove sugli elementi lignei

Nel caso in cui sia verificata la presenza di solai lignei deve esserne valutato lo stato di conservazione.

Il rilievo geometrico accurato degli elementi lignei e la definizione dello stato di degrado delle travi sono molto importanti. Oltre a fenomeni di marcescenza, le travi possono essere interessate da alterazioni di tipo meccanico. Le difettosità di tipo "geometrico" sono principalmente collegate a stati di fessurazione marcati che potrebbero, nei casi più gravi, interessare due o tre facce dell'elemento per quasi tutta la sua lunghezza e penetrare a fondo nella sezione. Altre deformazioni interessano la direzione longitudinale dell'elemento ligneo, con una rotazione della sezione. Il rilievo geometrico in un numero di campioni esaustivi è dunque il primo strumento per approfondire la conoscenza degli elementi lignei.

Nella valutazione delle caratteristiche elastiche e della densità del legno possono essere utilizzate le prove ultrasoniche, i grado di fornire informazioni sull'omogeneità del materiale indagato. Vengono misurati i tempi di propagazione nel legno degli impulsi d'onde vibrazionali ad alta frequenza, utilizzando una sonda che emette gli ultrasuoni e una che li riceve, poste sulle facce opposte dello stesso elemento ligneo. Le zone

¹³⁹ [06] L. Binda Maier, L. Anti, G. Baronio, *Durabilità delle murature in ambiente aggressivo e delle tecniche di conservazione e protezione.*

degradate sono generalmente caratterizzate da valori di velocità molto bassi, mentre quelle caratterizzate da nodi estesi presentano velocità molto alte¹⁴⁰.

Un elemento molto importante riguarda la misura dell'umidità del legno, che va indagata con particolare cura nelle zone dell'elemento dove elevati valori di umidità possono innescare gravi problemi legati ad attacchi fungini. Per effettuare queste prove può essere impiegato il metodo elettrico: si usa un strumento specifico composto da due punte metalliche che vengono affondate nel legno con un martello a percussione monodirezionale vincolato¹⁴¹. In questo modo si riesce a rilevare il tenore di umidità presente nelle membrature lignee, riuscendo così a stabilire se l'eventuale degrado presente è stabilizzato o meno o se sussistono i presupposti per un futuro attacco biotico sfruttando la scarsa capacità conduttrice del legno¹⁴².

Un'altra metodologia molto usata è la resistografia, che avviene mediante l'impiego di un penetrometro ad ago rotante. Viene valutato l'affondamento di una apposita punta metallica, di forma cilindrica, infissa con energia nota all'interno dello strato sub-corticale dell'elemento ligneo, e la profondità di infissione viene restituita su una scala metrica millimetrata. Viene considerata una tecnica non distruttiva in quanto il foro creato è di dimensioni paragonabili a quelli creato dagli insetti xilofagi. La resistografia si basa sul principio che la resistenza opposta dal legno all'ago perforante è proporzionale alla densità del materiale nel punto di sondaggio. In questo modo è possibile stimare la resistenza dell'elemento ligneo, ma occorre considerare che si tratta di un'indagine di tipo puntuale, che fornisce informazioni sullo stato di conservazione della zona perforata.

¹⁴⁰ F. Laudiero, N. Tullini e G. Venturini, *Studio dell'applicabilità tecnica degli ultrasuoni nella diagnostica delle travi lignee*, in [08] *Danneggiamento, Conservazione e manutenzione di strutture murarie e lignee: diagnosi e modellazione con riferimento alle tipologie costruttive ed edilizie*.

¹⁴¹[28] S. Di Tondo ed altri, *Il recupero delle strutture in legno- Il edizione ampliata*.

¹⁴² La resistività, in termini elettrici, è, nel legno, funzione dell'umidità: essa aumenta al suo diminuire e viceversa, seguendo una legge in linea di massima esponenziale, fino al punto di saturazione, per poi continuare a diminuire in maniera meno marcata e regolare.

7.2.9. Controllo strutturale attraverso il monitoraggio statico e dinamico

Nel caso in cui la struttura oggetto di studio sia interessata da importanti quadri fessurativi e si ritenga opportuno verificarne l'eventuale progredire nel tempo (cedimenti del terreno, variazioni termiche, carichi eccessivi..) può essere utile avvalersi di un monitoraggio statico e dinamico.

I sistemi di monitoraggio possono essere installati direttamente sulla struttura per seguire l'evoluzione delle deformazioni nel tempo: in alcune situazioni questa pratica potrebbe prevenire un grave danneggiamento o il collasso dell'edificio. Questa soluzione si presenta molto utile anche ai fini di un'eventuale progettazione di interventi di restauro particolarmente onerosi: l'osservazione prolungata del comportamento della struttura porta ad avere maggiori informazioni e quindi un aumento degli elementi decisionali a riguardo. Un'altra applicazione molto utile riguarda la valutazione dell'efficacia di eventuali interventi. I tempi minimi che garantiscono un risultato attendibile sono intorno ai 18 mesi per escludere effetti ciclici stagionali¹⁴³.

Sulle lesioni più consistenti possono essere applicati sistemi di monitoraggio locale piuttosto semplici, come estensimetri rimovibili ad alta risoluzione che ne misurano l'eventuale apertura nel tempo.

Le prove dinamiche in situ sono considerate tecniche affidabili per la comprensione del comportamento strutturale e dell'integrità della struttura, esse si basano sul controllo della risposta, locale e globale, della struttura a vibrazioni, che possono essere ambientali o forzate.

Le eccitazioni ambientali possono essere costituite da elementi come il vento o il traffico, mentre quelle forzate possono essere prodotte da sistemi di martellamento locale o da vibrodine (quindi implicano un costo maggiore). Il rilievo dei dati è effettuato utilizzando una rete di accelerometri, installati in punti significativi; generalmente i risultati ottenuti attraverso le due metodologie, in termini di frequenze e forme modali, sono confrontabili.

Un'applicazione molto interessante riguarda l'acquisizione di dati per la calibrazione di modelli numerici (ad esempio modelli ad elementi finiti), che consentono a loro volta di raggiungere un controllo diretto della struttura per carichi ordinari e la previsione della risposta a sollecitazioni eccezionali, in particolare di tipo dinamico (come le azioni sismiche).

¹⁴³ [10] L. Binda, A. Saisi, *Il ruolo delle indagini nella diagnostica strutturale*.

7.3. Proposta di piano d'indagine

Avendo dato una breve descrizione delle prove maggiormente utilizzate, viene proposto un piano di indagini per rispondere alle carenze evidenziate precedentemente.

Occorre ricordare che si tratta solamente di una proposta, che potrebbe essere migliorata o integrata, la cui validità non può prescindere da una valutazione accurata delle reali possibilità (pratiche ed economiche) di cui si dispone.

Vengono quindi brevemente elencate le tipologie di prove scelte.

- Un sondaggio geognostico per comprendere la natura e le caratteristiche del terreno su cui sorge Palazzo Rosso.
- Due scavi fondazionali, uno posizionato verso valle (SF1, in cui ci si aspetta di trovare fondazioni su pali in legno) e uno verso la piazza (SF2, in cui si aspetta fondazioni di tipo continuo).
- Rimozioni degli intonaci per poter capire la natura della struttura portante e lo stato di conservazione. Il piano seminterrato, ospitando l'archivio e locali tecnici, è ritenuto quello in cui svolgere queste prove crea minori problematiche, poiché non si andrebbe ad intaccare elementi di pregio. La rimozione dell'intonaco è particolarmente utile al fine di individuare l'interfaccia tra la parte più antica della struttura e quella più recente (R4, R5), la composizione del muro in comune a Palazzo Ex Tribunale (R1, R3), eventuali interventi di risanamento pregressi, come paretine armate (R6,R7..), e l'ammorsamento tra le murature d'angolo (esempio R8). Nei piani superiori risulta più difficoltoso realizzare questi interventi, ma alcuni sarebbero necessari per capire l'ammorsamento negli angoli e la natura del muro adiacente le scale (R15). Sarebbe molto utile applicare questo metodo anche in corrispondenza dell'ingresso, per verificare se la volta rappresenta un elemento strutturale o una semplice decorazione (controsoffitto).
- Due prove con i martinetti piatti doppi, per valutare le caratteristiche meccaniche della struttura, al livello inferiore, uno in corrispondenza della muratura più antica (MP1), l'altro sulla muratura più recente (MP2). Ovviamente la rimozione dell'intonaco necessaria a queste operazioni è utile, e con l'occasione si potrebbero prelevare dei campioni di malta.
- Un sondaggio sulla muratura di interfaccia tra Palazzo Rosso e Palazzo ex Tribunale con carotatrice e videoendoscopia sul foro (C1) , ed eventualmente un altro in corrispondenza della muratura più recente (C2) e uno nel sottotetto (C3).
- Alcune prove soniche dirette, in corrispondenza delle murature esterne (S1), e di alcune interne (S4, S5...).
- Alcune indagini magnetometriche, da impiegarsi nei casi in cui non sia possibile rimuovere l'intonaco, finalizzate all'individuazione della presenza sia di paretine armate (P3,P4..) che di tiranti (P7,P10..).
- Alcuni saggi, pozzetti per capire la natura dei solai, in particolare al piano terreno (E1), al piano degli uffici (E2, E3, si ritiene che siano di epoche diverse), al piano

primo (E4, necessarie anche per capire l'effettiva presenza di un tirante), e al piano secondo (E5), con particolare cura nell'indagine riguardo l'ipotetica trave a sostegno del muro in falso descritto precedentemente. Naturalmente, una volta messa in luce la struttura dei solai, nel caso in cui sia verificata l'ipotesi di solai lignei, occorre verificare lo stato di conservazione e le caratteristiche meccaniche (e geometriche) del materiale, seguendo le modalità precedentemente descritte.

- Sarebbe inoltre necessario verificare la presenza e il funzionamento delle cerchiature e dei tiranti presenti.

Queste sono alcune proposte di massima, una valutazione più accurata, alla luce delle reali possibilità, porterà alla stesura di un piano di indagine completo.













LEGENDA	
	Indagini geofisiche
	Indagini magnetometriche
	Prova sonica diretta
	Sondaggio su muratura con carotatrice e videoendoscopia sul foro
	Indagine videoendoscopica su solaio
	Saggi sulle volte
	Rimozione dell'intonaco ed eventuale valutazione della qualità muraria
	Martinetto piatto singolo
	Martinetto piatto doppio
	Prelievo di campioni di alta per lo studio mineralogico-petrografico
	Indagini geognostiche
	Scavo fondazionale

Figura 7.3-1: Legenda della simbologia utilizzata nelle proposte di indagine.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

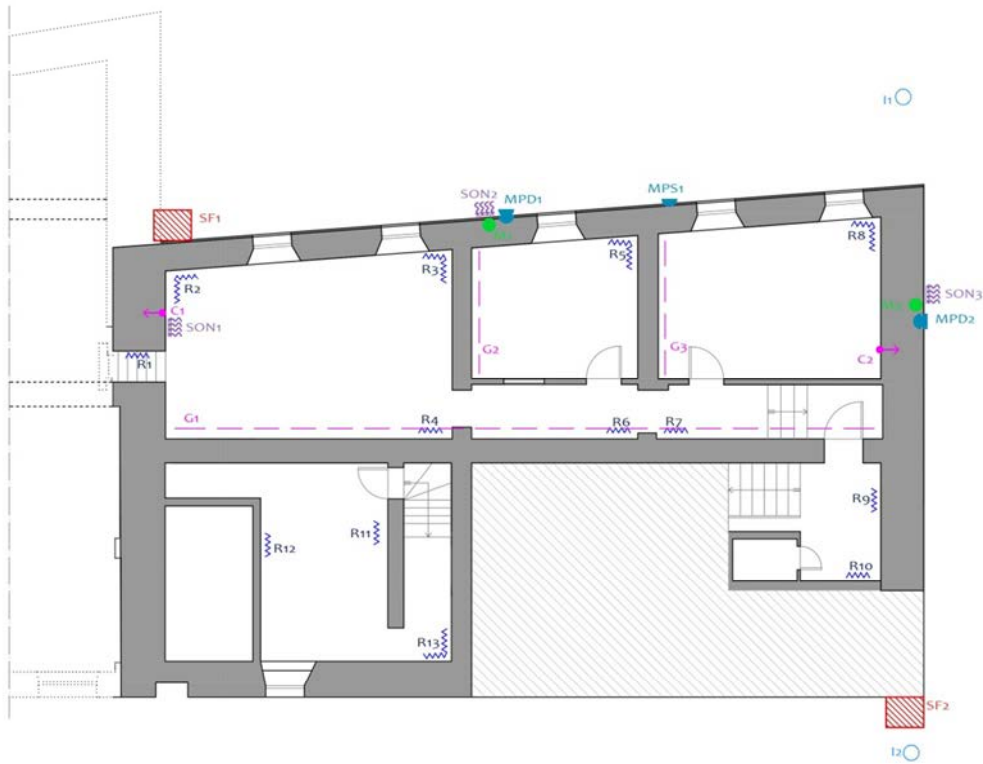


Figura 7.3-2: Proposta di indagini, pianta piano seminterrato.



Figura 7.3-3: Proposta di indagini, pianta piano terra.

7. PROPOSTA DI INDAGINI CONOSCITIVE



Figura 7.3-4: Proposta di indagini, pianta piano primo.



Figura 7.3-5: Proposta di indagini, pianta piano secondo.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno (Palazzo Rosso)

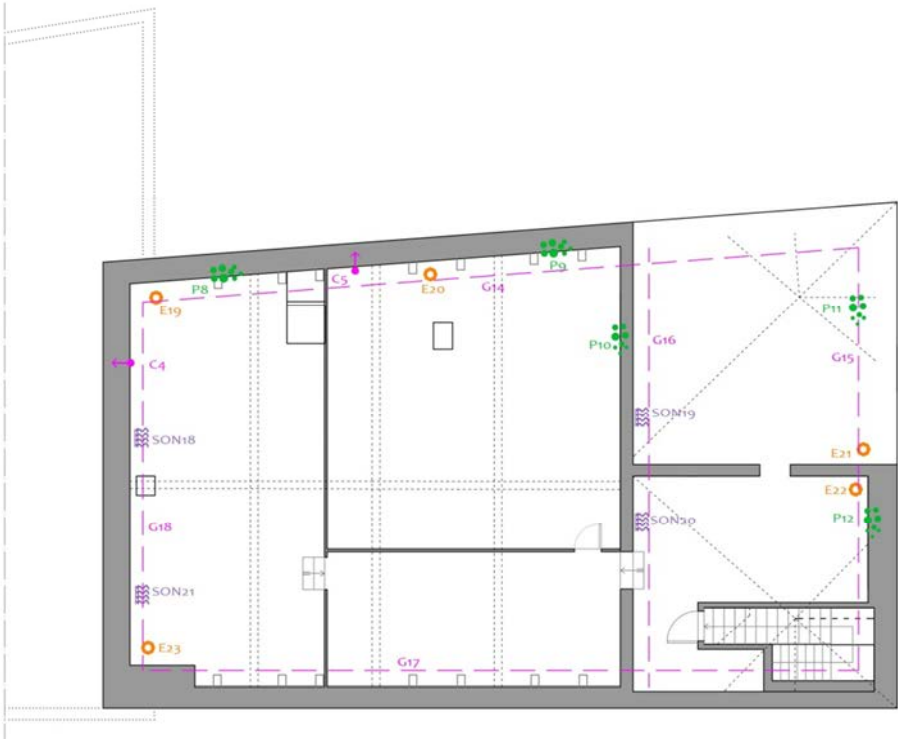


Figura 7.3-6: Proposta di indagini, pianta piano sottotetto.

CONCLUSIONI

Il lavoro svolto in questa tesi riguarda l'analisi strutturale e l'aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno.

L'edificio oggetto di studio è situato nel centro storico della città di Belluno ed è stato costruito all'inizio del XIX secolo, su progetto dell'architetto G. Segusini, sui resti di una struttura precedente, la cui edificazione risale circa al XVI secolo. Nasce come Casa Comunale, ed il suo uso si è mantenuto inalterato nei secoli. Dalla ricerca storica effettuata pare che la composizione geometrica del manufatto non abbia subito sostanziali cambiamenti negli anni, ma che siano stati introdotti o modificati alcuni elementi influenti nel comportamento strutturale, come cordoli e catene. Non si sono invece potuti prendere in considerazione gli interventi eseguiti a seguito dei danni causati dal terremoto del 1936, per mancanza di informazioni puntuali.

Il rilievo geometrico è stato effettuato con una strumentazione semplice e l'impossibilità di raggiungere alcuni punti dell'edificio ha determinato delle incertezze che devono essere approfondite con metodologie di rilievo più appropriate.

L'edificio si presenta interamente intonacato, sia esternamente che internamente, e tutti gli ambienti sono dotati di controsoffitti. Data l'impossibilità di eseguire delle approfondite indagini in loco sono state dunque formulate alcune ipotesi, basate su considerazioni riguardanti la composizione architettonica e le tecniche costruttive locali. Tali ipotesi sono state avvalorate dal rilievo critico che è stato fatto dell'edificio, in cui è stata data particolare importanza alla definizione del quadro fessurativo. Un'analisi globale delle lesioni presenti ha permesso di implementare e in parte confermare quanto ipotizzato in fase di rilievo geometrico e di ricerca storica, fino a giungere alla formulazione dell'assetto strutturale che caratterizza l'edificio, ed all'individuazione delle principali vulnerabilità.

Il materiale e i dati acquisiti nella fase conoscitiva hanno permesso di svolgere un'analisi dell'edificio attraverso una modellazione sia su scala locale che globale, secondo quanto prescritto dalla normativa. È stato possibile delineare l'attuale stato di fatto della struttura, tenendo comunque in considerazione il grado di incertezza che interessa molti aspetti. Il livello di conoscenza effettivamente raggiunto appartiene alla classe LC1 (a cui corrisponde un Fattore di Confidenza $F_c=1,35$, e relativi valori dei parametri meccanici) ma le analisi sono state ripetute utilizzando anche un LC2 (con $F_c=1,20$) per poter avere una stima del miglioramento nei risultati che la possibilità di disporre di un livello di conoscenza migliore implicherebbe.

Prima di procedere con le analisi, sono stati determinati i parametri sismici di riferimento, e anche in questo passaggio è stato necessario formulare alcune ipotesi in relazione alle caratteristiche del terreno.

A livello locale sono stati per prima cosa individuati i macroelementi presenti nell'edificio, identificabili in seguito a considerazioni che riguardano tutti gli aspetti indagati (geometria, analisi storica, analisi critica). Successivamente sono stati studiati i meccanismi di collasso fuori piano ritenuti più probabili, tralasciando in un primo momento i meccanismi nel piano, aventi generalmente un coefficiente di attivazione più elevato e quindi meno onerosi dal punto di vista sismico.

I risultati ottenuti dalle verifiche hanno evidenziato alcune vulnerabilità locali, legate per lo più a fenomeni di ribaltamento. Le analisi sono state in un primo momento sviluppate in LC1, e quelle non verificate sono state ripetute in LC2 e in LC2 ipotizzando iniezioni di miscele leganti nelle murature. Coerentemente con le aspettative, il terzo caso è quello a cui corrispondono risultati meno gravosi.

La modellazione globale è stata affrontata utilizzando in un primo momento la metodologia Vulnus. Si tratta di una procedura per la verifica della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura che permette la valutazione del valore di accelerazione orizzontale corrispondente all'attivazione di meccanismi di collasso nel piano o fuori piano. Attraverso la combinazione di alcuni indici, il programma restituisce un giudizio qualitativo sulla vulnerabilità dell'edificio. L'analisi è stata svolta realizzando tre modelli: il primo considera un LC1 e trascura l'eventuale presenza di cordoli e catene, il secondo prevede un LC1 ma considera la presenza di cordoli e catene e il terzo si basa sulle ipotesi del secondo, ma implica un LC2.

Dalle analisi svolte si evince che l'edificio è soggetto ad una vulnerabilità maggiore in direzione Y (trasversale rispetto allo sviluppo della costruzione), per quanto riguarda i meccanismi di rottura nel piano, ma comunque il valore più gravoso è quello relativo ai meccanismi di collasso fuori piano. Il confronto tra i risultati dei vari modelli ha permesso di osservare come sia l'introduzione di presidi sismici sia l'uso di un livello di conoscenza maggiore (che si traduce in un miglioramento delle caratteristiche meccaniche delle murature) siano fattori che influenzano positivamente i risultati.

La modellazione d'insieme è stata realizzata anche con il software 3Muri, in cui è stato possibile approfondire la complessità dell'edificio nella definizione del modello usato per le analisi, nonostante alcune semplificazioni necessarie. Anche in questo caso sono stati realizzati numerosi modelli, che tengono conto delle diverse variabili, al fine di individuare quali sono i parametri che influenzano maggiormente il comportamento strutturale globale dell'edificio.

Dalle analisi risulta che la direzione Y è quella più onerosa dal punto di vista sismico (coerentemente a quanto risulta dall'applicazione della metodologia Vulnus), evidenziando principalmente rotture a pressoflessione e, in maniera minore, a taglio.

Il confronto tra i vari modelli ha dimostrato che gli elementi che incidono maggiormente sugli esiti delle analisi riguardano le modalità di connessione tra l'edificio oggetto di studio e quello ad esso adiacente (che si traduce nella calibrazione del vincolo da inserire

nel modello), la considerazione o meno della presenza di cordoli ai livelli superiori e il fattore di conoscenza considerato. I risultati delle analisi dello stato di fatto indicano in tutti i casi risultati abbastanza bassi, in termini di vita nominale. Considerando che la carenza maggiore riscontrata è imputabile a fattori geometrici, data la necessità di escludere interventi eccessivamente invasivi, si è ritenuto opportuno valutare il miglioramento che un intervento di rinforzo globale della struttura potrebbe portare. Pertanto le analisi sono state ripetute ipotizzando di intervenire con un irrigidimento dei solai, utilizzando una cappa collaborante in legno, e con un miglioramento delle caratteristiche delle murature, attraverso l'iniezione di miscele leganti. Considerando che la normativa prevede che nel caso di edifici vincolati vengano conseguiti valori di miglioramento sismico, piuttosto che di adeguamento, i risultati delle analisi eseguite con questi modelli sono stati soddisfacenti.

Per completezza, si è ritenuto opportuno descrivere le principali tipologie di intervento che potrebbero interessare il palazzo, ai fini di un miglioramento del comportamento globale, ma devono intendersi come puramente indicative, da considerare solo dopo un adeguato approfondimento dello stato di fatto.

In conclusione si può affermare che i risultati derivanti dalle analisi effettuate con le informazioni a disposizione non soddisfano i criteri imposti dalla normativa, ma la validità di questo lavoro consiste soprattutto nella misura del miglioramento che un quadro conoscitivo più completo potrebbe portare.

Da un lato, la verifica dell'esistenza e dell'efficacia di alcuni elementi puntuali che sono stati in qualche caso supposti, come la presenza di cordoli e tiranti, potrebbe portare ad un sensibile miglioramento nel comportamento strutturale. Dall'altro, il confronto tra risultati in LC1 e in LC2 che è stato fatto con tutti i metodi utilizzati dimostra che un'adeguata conoscenza dell'edificio, che non si limiti quindi agli elementi più importanti ma che sia il più possibile diffusa, si traduce in un miglioramento dei risultati.

Alla luce di queste considerazioni, è stato possibile formulare un piano di indagini capace sia di garantire un'adeguata conoscenza globale dell'edificio, sia di approfondire gli aspetti ritenuti più rilevanti.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [01] G. B. Barpo, *Descrizione di civald di Belluno e suo territorio*, Belluno, 1640, rist. anast., Belluno 1975.
- [02] I. Bernardi, *Vita di Giuseppe Segusini*, Feltre, Premiata tipografia editrice Panfilo Castaldi, 1879.
- [03] G. Bettiol, M. Munari, F. Da Porto, L. Milano, C. Modena (a cura di), *Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in muratura con tiranti*, allegato alle linee guida per la riparazione e il rafforzamento si elementi strutturali, tamponature e partizioni, 2009.
- [04] A. Bernardini, M.R. Valluzzi, C. Modena, *Classificazioni di vulnerabilità sismica di edifici in muratura dal calcolo limite per macroelementi*, in atti del Workshop "Sicurezza e conservazione degli edifici storici in funzione delle tipologie edilizie, della concezione costruttiva e dei materiali" (Milano, 18-19 dicembre 2006), cura di L. Binda, Milano, D.I.S. – Politecnico di Milano, 2006.
- [05] G. Biasuz, *Dalle memorie dell'architetto Giuseppe Segusini (spigolature)*, in «Archivio storico di Belluno Feltre e Cadore», LXXI n. 313 (2000), pp. 284-287.
- [06] L. Binda Maier, L. Anti, G. Baronio, *Durabilità delle murature in ambiente aggressivo e delle tecniche di conservazione e protezione*, atti del corso di aggiornamento in ingegneria sismica (Augusta, marzo-maggio 1991), 1991.
- [07] L. Binda (a cura di), *Caratterizzazione delle murature in pietra e mattoni ai fini dell'individuazione di opportune tecniche di riparazione*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma, 2000.
- [08] L. Binda (a cura di), *Danneggiamento, Conservazione e manutenzione di strutture murarie e lignee: diagnosi e modellazione con riferimento alle tipologie costruttive ed edilizie*, atti del Workshop (Milano, 16-17 gennaio 2003), Milano, DIS- Dipartimento di Ingegneria Strutturale Politecnico di Milano, 2003.
- [09] L. Binda, A. Saisi, G. Cardani, C. Modena, M. R. Valluzzi, F. da Porto ed altri, *Misura in situ delle proprietà elastiche mediante l'uso di martinetto piatto doppio*, RELUIS, Rendicontazione scientifica 1° anno , Sub Task 3b.3.
- [10] L. Binda, A. Saisi, *Il ruolo delle indagini nella diagnostica strutturale*, DIS- Dipartimento di Ingegneria Strutturale Politecnico di Milano, Milano, 1999.
- [11] L. Binda, A. Saisi, A. Anzani, C. Tiraboschi, *Progetto di indagini per la diagnosi e metodi per il controllo dell'intervento*, Atti del corso "Progettare il Restauro", Padova, Ed. Libreria Cortina, 2000.
- [12] L. Binda, A. Borri, G. Cardani, F. Doglioni, *Scheda qualità muraria: relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria*, RELUIS, Rendicontazione scientifica 3° anno (Sub Task 3b.1), 2009.

- [11] L. Binda, A. Saisi, L. Zanzi, G. Baronio, *Tecniche di indagini per la diagnostica strutturale*, in *Il progetto di conservazione: linee metodologiche per le analisi preliminari, l'intervento, il controllo di efficacia*. Rapporto di ricerca, Serena Pesenti (a cura di), Firenze, Alinea editrice, 2001.
- [12] A. Borri, M. Corradini, A. Giannantoni, E. Speranzini, *Consolidamento e rinforzo di murature storiche mediante un reticolato di ristilature armate*, in «Bollettino ingegneri», n. 7 (2008), pp. 11-19.
- [13] A. Borri, M. Corradini, *Nuove sperimentazioni per la Valutazione della Resistenza a Taglio delle Murature prima e dopo il Rinforzo*, atti del XI convegno nazionale L'ingegneria sismica in Italia (Genova 25-29 gennaio 2004), 2004.
- [14] R. Bossaglia, *Dal neogotico romantico al neogotico simbolista*, in *Jappelli e il suo tempo*, a cura di Giuliana Mazzi, Padova, Liviana editrice, 1977.
- [15] R. Bossaglia, *Ragioni e modi del neogotico*, atti del convegno "Il neogotico in Europa nei secoli XIX e XX" (Pavia, 25-28 settembre 1985), Milano, Mazzotta, 1990.
- [16] 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*, atti del convegno 10th International Conference on Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture (4-6 luglio 2007, Prague), STREMAH 2007, pp. 227-236.
- [17] D. Cason, *1951-1957 Adriano Barcelloni Corte a Palazzo Rosso*, Pieve d'Alpago, tipografia Nero su Bianco, 2010.
- [18] O. Ceiner, *Nuove sulla Caminata, palazzo storico della città di Belluno*, in *La Caminata, palazzo dell'antica comunità di Belluno storia e arte*, Belluno, Associazione Amici dell'Archivio storico di Belluno Feltre e Cadore, 2012.
- [19] O. Ceiner, *La Caminata: appunti per la storia del palazzo della comunità di civald di Belluno*, in «Archivio storico di Belluno Feltre e Cadore», LXXIV n. 323 (2003), pp. 196-221.
- [20] R. Codispoti, R. S. Olivito, G. Porco, *L'uso di tecniche sperimentali per la caratterizzazione meccanica della muratura nell'ambito dell'analisi di adeguamento sismico*, atti della Conferenza nazionale sulle prove non distruttive Monitoraggio Diagnostica (Firenze, 26-28 ottobre 2011), 2011.
- [21] P. Conte (a cura di), *Belluno – Storia di una provincia dolomitica, (Dalla Preistoria all'epoca Romana /Dal tardo antico al XVIII secolo/Dalla caduta di Venezia ai giorni nostri)*, Udine, Provincia di Belluno editore e Forum, 2013.
- [22] P. Conte, *Opere di Sebastiano Ricci, Giuseppe Segusini e Francesco Terilli alle mostre di Venezia, Verona e Trento*, in «Archivio storico di Belluno Feltre e Cadore», LXXI n. 310 (2000), pp. 49-50.
- [23] C. Cresti, *Esperienze neogotiche in Toscana*, in *Jappelli e il suo tempo*, a cura di Giuliana Mazzi, Padova, Liviana editrice, 1977.
- [24] F. Cucco, *Statica e consolidamento degli edifici storici*, Palermo, Grafill, 2008.

- [25] G. De Bortoli, A. Moro, F. Vizzuti, *Belluno architettura storia arte*, Belluno, Istituto bellunese di ricerche sociali e culturali, 1984.
- [26] F. Da Porto, M. R. Valluzzi, C. Modena, *Tecniche di consolidamento di murature storiche in pietra: indagini sperimentali e criteri per la valutazione della resistenza*, Padova, Università degli studi di Padova, 2001.
- [27] A. Della Libera, *Attività sismica nelle Prealpi nord orientali*, in «Il Flaminio», 5 (1990), pp. 95-104.
- [28] S. Di Tondo ed altri, *Il recupero delle strutture in legno- II edizione ampliata*, Repubblica di San Marino, Maggioli editori, 2000.
- [29] E. Dellapiana, *Il mito del medioevo*, in *Storia dell'architettura italiana, l'Ottocento*, a cura di Amerigo Restucci, Milano, Electa, 2005.
- [30] S. Filippi, *Materiali e tecniche costruttive: un recupero per un nuovo linguaggio. L'esempio di Venezia*, atti del convegno "Il neogotico in Europa nei secoli XIX e XX" (Pavia, 25-28 settembre 1985), Milano, Mazzotta, 1990.
- [31] V. Fontana, E. Vassallo, *I restauri di Palazzo Ducale a Venezia nei due ultimi decenni dell'Ottocento*, atti del convegno "Il neogotico in Europa nei secoli XIX e XX" (Pavia, 25-28 settembre 1985), Milano, Mazzotta, 1990.
- [32] N. Gattesco, A. Dudine, *Efficacia di una tecnica di rinforzo per murature con intonaco e rete in GFRP*, atti del convegno nazionale sulla Sicurezza e conservazione nel recupero dei beni colpiti dal sisma: strategie e tecniche di ricostruzione ad un anno dal terremoto abruzzese (Venezia, 8-9 aprile 2011), 2011.
- [33] L. Gelsomino (a cura di), *Recupero edilizio8 - Consolidamento e recupero strutturale*, Firenze, Alinea editrice, 1992.
- [34] E. H. Gombrich, *The story of art*, London, Phaidon Press, 1950 (ed. italiana *La storia dell'arte raccontata da E. H. Gombrich*, Torino, Einaudi, 1995).
- [35] E. Grinzato, *IR Thermography Applied to the Cultural Heritage Conservation*, atti del 18° World Conference on Nondestructive Testing (Durban, 16-20 Aprile 2012), 2012.
- [36] E. Guagenti, V. Petrini, *Il caso delle vecchie costruzioni: verso una nuova legge danni-intensità*, atti del convegno 4th Italian National Conference on Earthquake Engineering, (Milano, 1989), 1989.
- [37] G. Guiotto, *Giuseppe Segusini, la storia dell'architetto urbanista a cui si devono tantissime opere realizzate nella città natale*, in «L'amico del popolo», 2012, n. 3, p. 39.
- [38] G. Gullino (a cura di), *Storia di Belluno – Dalla preistoria all'età contemporanea*, Verona, Cierre edizioni, 2009.
- [39] G. Larese, *Belluno tra Ottocento e Novecento*, Treviso, Canova, 2007.
- [40] M. Marchisio ed altri, *Diagnostica non pervasiva con metodologie dinamiche di origine geofisica sulle strutture murarie di edifici monumentali*, in «Science and Technology for Cultural Heritage», n. 10 (1-2), 2001, pp. 41-62.
- [41] M. Mazzocato (laureando), M. R. Valluzzi, C. Modena (relatori), *Indagini strutturali e modellazione numerica per l'analisi della vulnerabilità sismica dell'archivio di stato di*

Teramo sede centrale (ex convento di S. Domenico) colpito dal terremoto del 6 aprile 2009, Università degli Studi di Padova, Facoltà di ingegneria, A. C. 2010/2011.

[42] E. Michielon (laureando), Modena C. (relatore), *Metodi per la valutazione di vulnerabilità sismica dell'edilizia storica*, Università degli Studi di Padova, Facoltà di Ingegneria, a.c.1999-2000.

[43] R. Middleton, D. Watkin, *Architettura dell'ottocento*, Milano, Electa Editrice, 1977.

[44] L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli (a cura di), *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*, allegato alle linee guida per la riparazione e il rafforzamento si elementi strutturali, tamponature e partizioni, predisposte dal Dipartimento della Protezione Civile, 2009.

[45] C. Modena, *Aspetti strutturali: normativa in campo nazionale e internazionale*, in «Kermes», n. 71, anno XXI (luglio-settembre 2008), pp. 98-108

[46] C. Modena, *Strategie e tecniche per il miglioramento sismico*, presentazione per "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, corso di aggiornamento", (Roma, 30 giugno-3 luglio 2008), 2008.

[47] C. Modena, F. da Porto, M. R. Valluzzi, *Conservazione del patrimonio architettonico e sicurezza strutturale in zona sismica: insegnamenti dalle recenti esperienze italiane*, in «Materiali e Strutture, problemi di conservazione», nuova serie, anno I (2012), 1-2, pp. 17-28.

[48] C. Modena, F. Pineschi, M. R. Valluzzi (a cura di), *Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti – Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma, 2000.

[49] G. Pavanello, G. Romanelli (a cura di), *Venezia nell'Ottocento – Immagini e mito*, Milano, Electa, 1983.

[50] G. B. Pellegrini, *La provincia di Belluno in epoca preromana e romana*, Belluno, Fondazione Crocerossina Marialaura Bocchetti- Protti, 1984.

[51] M. Pengo (laureando), C. Modena (relatore), *Verifiche dei meccanismi d'insieme mediante analisi numerica*, in *Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento strutturale di Palazzo Cà Borin*, Università degli Studi di Padova, Facoltà di ingegneria, A. C. 2012/2013, pp. 191-215.

[52] M. Perale, *Le tre cime, le cinque torri e il fiume*, in *Belluno – la città splendente*, Cittadella, Biblos edizioni, 2010.

[53] S. Pesenti (a cura di), *Il progetto di conservazione: linee metodologiche per le analisi preliminari, l'intervento, il controllo di efficacia. Rapporti di ricerca*, Alinea Editrice, 2001.

[54] G. Pigafetta, *Storia dell'architettura moderna*, Torino, Bollati Boringhieri, 2007.

[55] G. Riva, C. Bettio, C. Modena, *Valutazioni quantitative di caratteristiche meccaniche di murature in pietra mediante prove non distruttive*, in «Materiali e strutture, problemi di conservazione», nuova serie, anno I, numero 1 (2003) pp. 7-22.

- [56] G. Romanelli, *Venezia e l'ambiente veneto*, in *Storia dell'architettura italiana, l'Ottocento*, a cura di Amerigo Restucci, Milano, Electa, 2005.
- [57] P. Santomaso, *Omaggio a Giuseppe Segusini*, in «El Campanon», XXXIV n. 8 (2001), pp. 56-57.
- [58] G. Sartori (a cura di) *Dossier TERREMOTO. Annotazioni ed indicazioni dalla storia sismologica del Veneto*, Consiglio Regionale del Veneto, 2012.
- [59] U. Turrini, *Il rinforzo strutturale dei solai lignei*, Padova, libreria internazionale Cortina Padova, 2008.
- [60] M. R. Valluzzi, *Consolidamento di murature in pietra-Iniezioni di calce idraulica naturale*, Faenza, Gruppo editoriale faenza s.p.a., 2004.
- [61] M. R. Valluzzi, *Consolidamento e recupero delle murature*, Faenza, Gruppo editoriale faenza s.p.a., 2003.
- [62] A. Vecellio, *Nel primo centenario natale del cav. Giuseppe Segusini, architetto feltrese*, Feltre, Tip. Economica, 1901.
- [63] P. Ventrice (a cura di), *Tecnica e tecnologia nell'architettura dell'ottocento*, Venezia, Istituto Veneto di Scienze, Lettere e Arti, 1998.
- [64] B. Zanenga, *Comunità montana bellunese*, Cornuda, Antiga, 1990.
- [65] G. Zucconi, *La città dell'Ottocento*, Bari, Editori Laterza, 2008.
- [66] G. Zucconi, *L'invenzione del passato – Camillo Boito e l'architettura neomedievale*, Venezia, Marsilio editori, 1997.
- [67] A. P. Zugni Tauro, T. Franco, T. Conte, *Pittura Murale esterna nel Veneto*, Bassano, Ghedina e Tassotti Editori, 1993.
- [68] W. Wolters, *Architektur und Ornament*, Munchen, Verlag C. H. Beck, 2000, (ed. italiana *Architettura e ornamento*, Verona, Cierre edizioni, 2007).

MANUALISTICA DI RIFERIMENTO

- [M1] *Manuale d'uso del Programma 3Muri*, programma a cura di S.T.A. DATA srl, Torino.
- [M2] *Manuale d'uso del Programma Vulnus 4.0*, programma originario a cura di A. Bernardini, R. Gori, C. Modena, versione Vb a cura di M.R. Valluzzi, dicembre 2009.
- [M3] *Manuale per il rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici –Istruzione per la compilazione della scheda di 2° livello*, GNDT, Roma, 1993.
- [M4] *Manuale delle opere provvisorie urgenti post-sisma*, a cura di M. Dolce, D. Liberatore, C. Moroni, G. Perillo, G. Spera, A. Cacosso, , convenzione tra il dipartimento protezione civile ufficio sismico nazionale e l'università degli studi della basilicata, 2000.
- [M5] *Linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria*, RELUIS, U. R. 06, progetto di ricerca n. 1, rendicontazione scientifica primo anno, Allegato 3b.1_UR 06 – Responsabile A. Borri, 2006.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 02/02/2009 (G.U. n. 47 del 26/02/2009 – Supplemento ordinativo n. 27) *“Istruzioni per l’Applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M.14/01/2008”*.

Decreto Ministeriale 14/01/2008 (G. U. n. 29 del 04/02/2008 – Supplemento ordinativo n. 30) *“Nuove Norme tecniche per le costruzioni”*.

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 12/10/2007 (G. U. n. 24 del 29/02/2008) *“Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni”* –Ministero per i Beni e le Attività culturali – Dipartimento per i beni culturali e paesaggistici – Direzione generale per i beni architettonici e paesaggistici.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 03/05/2005 *“Ulteriori modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*”.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3362 del 08/07/2004, *“Modalità di attivazione del Fondo interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell’art.32Ubis del D.L. 30/09/2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla L. n. 326 del 24/11/2003”*.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*.

DOCUMENTAZIONE STORICA

Abbreviazioni dei fondi archivistici:

ASB:	Archivio di Stato di Belluno
ASTB:	Archivio della Società del Teatro di Belluno.
ASBFC:	Archivio Storico Belluno Feltre Cadore.
ASCB:	Archivio Storico Comune di Belluno.
ALPCM:	Archivio ufficio Lavori Pubblici Comune di Belluno.
UOPCM:	Ufficio Opere Pubbliche Comune di Belluno.

[D01] ASB, Catasto austro-italiano, II conservazione.

[D02] ASTB, b. 11, *Atti relativi all’erezione del nuovo Teatro*, fascicoli 1832-1834.

[D03] ASBFC, Comunità, *Provisioni, Libro K (1474-1487)*, n. 141, c. 249 v.

[D04] ASCB, Congregazione municipale della regia città di Belluno, busta speciale Costruzione del Palazzo Municipale, n. 1556, *Costruzione del Palazzo Municipale*, referato V, rubrica 17, fascicolo II, protocollo 1833 e successivi.

- [D05] ASCB, Congregazione municipale della regia città di Belluno, Busti di Vittorio Emanuele e Garibaldi, b. 2553, *lavori di collocamento dei busti di Vittorio Emanuele e Garibaldi sulla facciata del Palazzo Municipale*, referato I, rubrica 2, fascicolo V, protocollo 1892.
- [D06] ASCB, Congregazione municipale della regia città di Belluno, b. 1556, *Scheda di rilevazione dei danni sofferti in causa del terremoto del 29 giugno 1873*, protocollo 222.
- [D07] ASCB, Comune di Belluno, b. 3408, Pratiche speciali proprietà comunali, *Progetto e deliberazione liquidazione lavori di restauro delle facciate del Palazzo Municipale*, referato V, rubrica 16, fascicolo n. 4088, protocollo 1933 e successivi.
- [D08] ASCB, Comune di Belluno, b. 3408, Pratiche speciali proprietà comunali, fascicolo *Riparazione del Palazzo Municipale danneggiato dal terremoto del 18 ottobre 1936*, n. 17143, protocollo 1936 e successivi.
- [D09] ASCB, Comune di Belluno, ufficio tecnico, *Progetto per sistemazione di alcuni locali ad uso ufficio nel seminterrato del municipio e di un locale al piano terra dell'auditorium*, disciplinare d'appalto, 1954, protocollo 6314.
- [D09] ASCB, Comune di Belluno, ufficio tecnico, *Progetto per la risistemazione dell'Ufficio licenze*, relazione di progetto, 5/01/1953.
- [D10] ASCB, Comune di Belluno, ufficio tecnico, *Progetto per la costruzione della scala di accesso alla soffitta del palazzo municipale e sistemazione della soffitta ad uso archivio*, perizia di spesa 20/10/1953.
- [D11] ASCB, Comune di Belluno, ufficio tecnico, *Ricostruzione scala interna, in calcestruzzo armato*, 1951 Progetto dell'ufficio tecnico 25/10/1951.
- [D12] ALPCM, *Progetto dei lavori di riattamento del tetto e dei locali del fabbricato uffici giudiziari sito in Piazza Duomo* (progettista ing. Pierobon, 1972)
- [D13] UOPCM, *Progetto ex uffici giudiziari e palazzo municipale in piazza Duomo a Belluno*, progetto generale, relazione tecnico descrittiva ed economica (progettisti arch. Pante, ing. Da Rold, 1991).
- [D14] UOPCM, *Adeguamento centrale termica*, relazione tecnica e disegni di progetto (1999).
- [D15] UOPCM, *Sistemazione interna del piano I e III del Palazzo ex Tribunale e adeguamento alla normativa sulla sicurezza antincendio del Palazzo ex Tribunale e Palazzo Rosso*, progetto (progettista ing. Martinello, 2001).
- [D16] UOPCM *Intervento strutturale Palazzo ex Tribunale*, progetto preliminare, (progettista ing. Giunta, 2002).

SITOGRAFIA

[S1] www.asbelluno.beniculturali.it

[S2] www.atlante.unimondo.org

[S3] www.camera.it

[S4] www.comune.belluno.it

[S5] www.geoportale.nazionale.it

[S6] www.igv.it

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

[S7] www.maps.google.it

[S8] www.meteoweb.eu

[S9] www.protezionecivile.it

[S10] www.regione.veneto.it

[S11] www.reluis.it

[S12] www.treccani.it

[S13] www.wikipedia.org

ALLEGATI

G.N.D.T. – SCHEDA DI VULNERABILITÀ DI 2° LIVELLO (MURATURA)



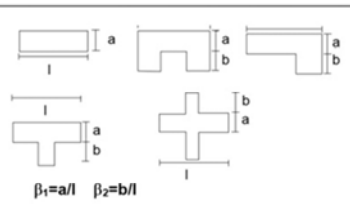
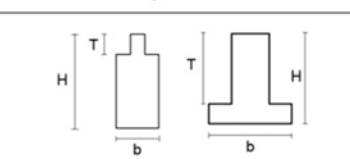
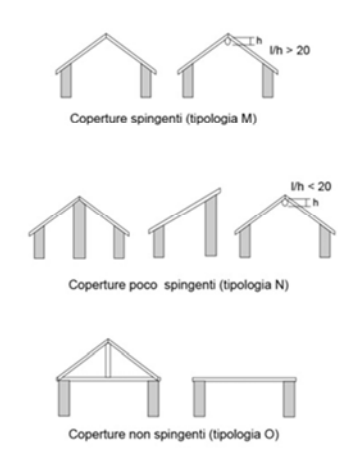
Codice ISTAT Provincia ¹ 0 2 5		Codice ISTAT Comune ³ 0 0 6		Schema N° ⁷	
PARAMETRI	Classi	Qual. Inf.	ELEMENTI DI VALUTAZIONE		SCHEMI – RICHIAMI
1	TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE (S.R.)	11 C	22 M	Norme nuove costruzioni (Clas. A) ³³ 1	Parametro 3. Resistenza convenzionale Tipologia strutture verticali τ_x (t/mq) <u>5.25</u> Minimo tra A_x ed A_y A (mq) <u>27.18</u> Massimo tra A_x ed A_y A (mq) <u>30.4</u> Coeff. $a_0 = A/A_t$ <u>0.105</u> Coeff. $\gamma = B/A$ <u>0.12</u> $q = (A_x + A_y) h p_m / A_t + p_s$ <u>2.36</u> $C = \frac{a_0 \tau_k}{q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1.5 a_0 \tau_k (1 + \gamma)}}$ $\alpha = C/0.4$ <u>0.57</u>
				Norme riparazioni (Clas. A) 2	
Cordoli e catene tutti i livelli (Clas. B) 3					
Buoni ammorsam. fra muri (Clas. C) X					
Senza cordoli cattivi ammors. (Clas. D) 5					
2	QUALITÀ DEL S.R.	12 C	23 B	(vedi manuale) ³⁴ 0	
3	RESISTENZA CONVENZIONALE	13 B	24 B	Numero di piani N ³⁵ 4	Parametro 6. Configurazione planimetrica 
				Area totale coperta A_t (mq) ³⁷ 2 5 9	
				Area A_x (mq) ⁴¹ 4 1	
				Area A_y (mq) ⁴⁴ 3 0	
				τ_x (t/mq) ⁴⁷ 7	
				Alt. media interpiano h (m) ⁵⁰ 4 4	
				Peso specifico pareti p_m (t/mc) ⁵² 2 2	
Carico permanente solai p_s (t/mq) ⁵⁴ 0 4					
4	POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONE	14 D	25 B	Pendenza percentuale del terreno ⁵⁶ 1 0	Parametro 7. Configurazione in elevazione 
				Roccia Fondazioni: Si 1 No 2	
				Terr. sciolto non sping. Fond. Si X No 4	
				Terr. sciolto spingente Fond. Si 5 No 6	
5	ORIZZONTAMENTI	15 D	26 A	Differen. max di quota Δh (m) ⁵⁹ 1 6	Parametro 9. Copertura 
				Piani sfalsati Si X No 2	
				Orizzontamenti rigidi e ben collegati ⁶³ 1	
				Orizzontam. deformabili e ben collegati 2	
				Orizzontam. rigidi e mal collegati X	
Orizzontam. deformabili e mal collegati 4					
6	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	16 B	27 E	% Orizzontam. rigidi e ben collegati ⁶⁴ .	Rapporto percentuale $\beta_1 = a/l$ ⁶⁶ 6 4 Rapporto percentuale $\beta_2 = b/l$ ⁷⁰ 0
				Rapporto percentuale $\beta_1 = a/l$ ⁶⁶ 6 4	
7	CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE	17 A	28 E	% aumento (+) o diminuzione(-) di massa ⁷⁴ 0	% aumento (+) o diminuzione(-) di massa ⁷⁴ 0 Rapporto percentuale T/H ⁷⁷ 0 Percentuale superficie porticata ⁷⁹ 0 Piano terra porticato Si 1 No X
				Rapporto percentuale T/H ⁷⁷ 0	
				Percentuale superficie porticata ⁷⁹ 0	
				Piano terra porticato Si 1 No X	
8	D_{max} MURATURE	18 B	29 M	Rapporto massimo l/s ⁸² 1 7	
9	COPERTURA	19 B	30 M	Copert. non sp. ⁸⁴ X poco sp. 1 sp. 2	Copert. non sp. ⁸⁴ X poco sp. 1 sp. 2 Cordoli in copertura Si ⁸⁵ 1 No X Catene in copertura Si ⁸⁶ 1 No X Carico perman. coper. p_c (t/mq) ⁸⁷ Lunghezza appoggio coper. l_s (m) ⁹⁰ Perimetro copertura l (m) ⁹³
				Cordoli in copertura Si ⁸⁵ 1 No X	
				Catene in copertura Si ⁸⁶ 1 No X	
				Carico perman. coper. p_c (t/mq) ⁸⁷	
				Lunghezza appoggio coper. l_s (m) ⁹⁰	
				Perimetro copertura l (m) ⁹³	
10	ELEM. NON STRUTT.	20 C	31 B	(Vedi manuale)	
11	STATO DI FATTO	21 C	32 B	(Vedi manuale)	

Figura 7.3-1: Scheda G.N.D.T. di II livello, modello V1.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

G.N.D.T. – SCHEDA DI VULNERABILITÀ DI 2° LIVELLO (MURATURA)



Codice ISTAT Provincia ¹ 0 2 5		Codice ISTAT Comune ³ 0 0 6		Schema N° ⁷ 2	
PARAMETRI	Classi	Qual. Inf.	ELEMENTI DI VALUTAZIONE		SCHEMI – RICHIAMI
1			Norme nuove costruzioni (Clas. A) <input type="checkbox"/> 1 Norme riparazioni (Clas. A) <input type="checkbox"/> 2 Cordoli e catene tutti i livelli (Clas. B) <input type="checkbox"/> 3 Buoni ammassam. fra muri (Clas. C) <input checked="" type="checkbox"/> X Senza cordoli cattivi ammassam. (Clas. D) <input type="checkbox"/> 5	Parametro 3. Resistenza convenzionale Tipologia strutture verticali τ_x (t/mq) <u>5.25</u> Minimo tra A_x ed A_y A (mq) <u>27.18</u> Massimo tra A_x ed A_y A (mq) <u>30.4</u> Coeff. $a_0 = A/A_1$ <u>0.105</u> Coeff. $\gamma = B/A$ <u>0.12</u> $q = (A_x + A_y) h p_m / A_t + p_s$ <u>2.36</u> $C = \frac{a_0 \tau_k}{q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1.5 q_k (1 + \gamma)}}$ $\alpha = C/0.4$ <u>0.57</u>	
2			(vedi manuale) ³⁴ <input type="checkbox"/> Q		
3			Numero di piani N ³⁵ 4 Area totale coperta A_t (mq) ³⁷ 2 5 9 Area A_x (mq) ⁴¹ 4 1 Area A_y (mq) ⁴⁴ 3 0 τ_x (t/mq) ⁴⁷ 7 Alt. media interpiano h (m) ⁵⁰ 4 4 Peso specifico pareti p_m (t/mc) ⁵² 2 2 Carico permanente solai p_s (t/mq) ⁵⁴ 0 4		
4			Pendenza percentuale del terreno ⁵⁶ 1 0 Roccia Fondazioni: Si <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2 Terr. sciolto non sping Fond. Si <input checked="" type="checkbox"/> X No <input type="checkbox"/> 4 Terr. sciolto spingente Fond. Si <input type="checkbox"/> 5 No <input type="checkbox"/> 6 Differen. max di quota Δh (m) ⁵⁹ 1 6	Parametro 6. Configurazione planimetrica $\beta_1 = a/l$ $\beta_2 = b/l$	
5			Piani sfalsati Si <input checked="" type="checkbox"/> X No <input type="checkbox"/> 2 Orizzontamenti rigidi e ben collegati ⁶³ <input type="checkbox"/> 1 Orizzontam. deformabili e ben collegati <input checked="" type="checkbox"/> X Orizzontam. rigidi e mal collegati <input type="checkbox"/> 3 Orizzontam. deformabili e mal collegati <input type="checkbox"/> 4 % Orizzontam. rigidi e ben collegati ⁶⁴	Parametro 7. Configurazione in elevazione 	
6			Rapporto percentuale $\beta_1 = a/l$ ⁶⁶ 6 4 Rapporto percentuale $\beta_2 = b/l$ ⁷⁰ 0	Parametro 9. Copertura 	
7			% aumento (+) o diminuzione(-) di massa ⁷⁴ 0 Rapporto percentuale T/H ⁷⁷ 0 Percentuale superficie porticata ⁷⁹ 0 Piano terra porticato Si <input type="checkbox"/> 1 No <input checked="" type="checkbox"/> X		
8			Rapporto massimo l/s ⁸² 1 7		
9			Copert. non sp. ⁸⁴ <input checked="" type="checkbox"/> X poco sp. <input type="checkbox"/> 1 sp. <input type="checkbox"/> 2 Cordoli in copertura Si <input checked="" type="checkbox"/> X No <input type="checkbox"/> 2 Catene in copertura Si <input checked="" type="checkbox"/> X No <input type="checkbox"/> 2 Carico perman. coper. p_c (t/mq) ⁸⁷ Lungh. appoggio coper. l_s (m) ⁹⁰ Perimetro copertura l (m) ⁹³		
10			(Vedi manuale)		
11			(Vedi manuale)		

Figura 7.3-2: Scheda G.N.D.T. di II livello, modello V2.

G.N.D.T. – SCHEDA DI VULNERABILITÀ DI 2° LIVELLO (MURATURA)



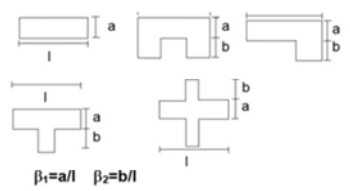
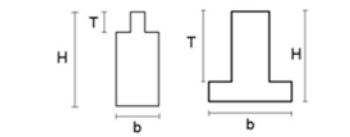
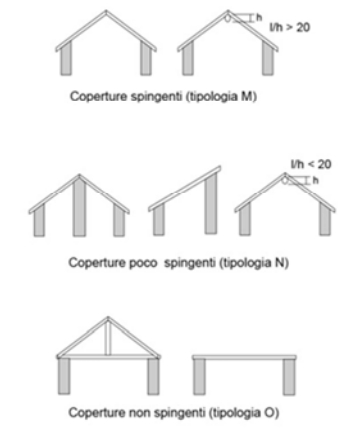
Codice ISTAT Provincia		1 0 2 5		Codice ISTAT Comune		3 0 0 6		Scheda N°		7 _ _ _ _ 3				
PARAMETRI	Classi	Qual. Inf.	ELEMENTI DI VALUTAZIONE				SCHEMI – RICHIAMI							
1	TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE (S.R.)	11 C	22 M	Norme nuove costruzioni (Clas. A)	33	1		Parametro 3. Resistenza convenzionale Tipologia strutture verticali τ_x (t/mq) 6.45 <hr/> Minimo tra A_x ed A_y A (mq) 27.18 Massimo tra A_x ed A_y A (mq) 30.4 Coeff. $a_0 = A/A_t$ 0.105 Coeff. $\gamma = B/A$ 0.12 $q = (A_x + A_y) h p_m / A_t + p_s$ 2.36 $C = \frac{a_0 \tau_k}{q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1.5 a_0 \tau_k (1 + \gamma)}}$ $\alpha = C/0.4$ 0.59						
				Norme riparazioni (Clas. A)		2								
2	QUALITÀ DEL S.R.	12 C	23 M	Cordoli e catene tutti i livelli (Clas. B)		3		Parametro 6. Configurazione planimetrica 						
				Buoni ammorsam. fra muri (Clas. C)		<input checked="" type="checkbox"/>								
				Senza cordoli cattivi ammors. (Clas. D)		5								
				(vedi manuale)								34	C	
				Numero di piani N	35	4								
				Area totale coperta A_t (mq)	37	2 5 9								
				Area A_x (mq)	41	4 1								
				Area A_y (mq)	44	3 0								
				τ_x (t/mq)	47	7								
				Alt. media interpiano h (m)	50	4 4								
Peso specifico pareti p_m (t/mc)	52	2 2												
Carico permanente solai p_s (t/mq)	54	0 4												
3	RESISTENZA CONVENZIONALE	13 B	24 B	Pendenza percentuale del terreno	56	1 0		Parametro 7. Configurazione in elevazione 						
				Roccia Fondazioni: Si	1	2								
				Terr. sciolto non sping Fond.	Si	<input checked="" type="checkbox"/>	4							
				Terr. sciolto spingente Fond.	Si	5	6							
Differen. max di quota Δh (m)	59	1 6												
4	POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONE	14 D	25 B	Piani sfalsati	Si	<input checked="" type="checkbox"/>		2		Parametro 9. Copertura 				
				Orizzontamenti rigidi e ben collegati	63	1								
				Orizzontam. deformabili e ben collegati		<input checked="" type="checkbox"/>								
				Orizzontam. rigidi e mal collegati		3								
				Orizzontam. deformabili e mal collegati		4								
% Orizzontam. rigidi e ben collegati	64	_												
5	ORIZZONTAMENTI	15 C	26 B	Rapporto percentuale $\beta_1 = a/l$	66	6 4		Parametro 9. Copertura Coperture spingenti (tipologia M)						
				Rapporto percentuale $\beta_2 = b/l$	70	0								
6	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	16 B	27 E	% aumento (+) o diminuzione(-) di massa	74	_ 0		Coperture poco spingenti (tipologia N)						
				Rapporto percentuale T/H	77	_ 0								
				Percentuale superficie porticata	79	_ 0								
				Piano terra porticato	Si	1	<input checked="" type="checkbox"/>							
7	CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE	17 A	28 E	Rapporto massimo l/s	82	1 7		Coperture non spingenti (tipologia O)						
				Copert. non sp. ⁸⁴	<input checked="" type="checkbox"/>	poco sp.	1					sp.		2
				Cordoli in copertura	Si	<input checked="" type="checkbox"/>	No					2		
8	D _{max} MURATURE	18 B	29 M	Catene in copertura	Si	<input checked="" type="checkbox"/>		No		2				
				Carico perman. coper. p_c (t/mq)	87	_ _								
				Lungh. appoggio coper. l_s (m)	90	_ _								
				Perimetro copertura l (m)	93	_ _								
				(Vedi manuale)										
				(Vedi manuale)										
9	COPERTURA	19 B	30 M											
10	ELEM. NON STRUTT.	20 C	31 M											
11	STATO DI FATTO	21 C	32 M											

Figura 7.3-3: Scheda G.N.D.T. di II livello, modello V3.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

UNIVERSITA' DI PADOVA – DIPARTIMENTO di COSTRUZIONI e TRASPORTI

Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura

Dati relativi alla scheda		Individuazione catastale				
Comune	: Belluno	Foglio	: 71			
Provincia	: Belluno	Allegato	: 7			
Scheda n.	: 1	Mappale	: 230			
Data	: 25/11/2013					
Squadra	: 1					
Pianta schematica dell'edificio		Caratteristiche generali dell'edificio				
		Materiale Pareti (A)	Conservazione Materiale (B)	Numero Piani	Tipo Solai (C)	Regolarità Pianta (D)
		2	3	4	3	2
		Altezza Edificio (cm)	Superficie Edificio (m ²)	Orditura Solai (F)	Regolarità Impalcati (G) (piano irregolare)	
		1768	253,57	y	2	
Numero cordoli perimetrali : 0						
Contenimento sulle pareti parallele alla direzione X Y						
Coefficiente d'Attrito μ (+)	Numero Catene	Lunghezza prospetto (cm)	Coefficiente d'Attrito μ (+)	Numero Catene	Lunghezza prospetto (cm)	
0,05	0	2024	0,15	0	1323	

Caratteristiche delle pareti

Indice Parete	Direzione Parete	Nodo Iniziale Setto	Numero Setto	Nodo Final Setto	Spessore Piano Terra (cm)(++)	Lunghezza Setto (cm)	Lunghezza Fori (cm)	Spalle Estremità (E)	Spessore Piano Ultimo (cm)	Piani Edificio Contiguo (+++)
1	+360	1	1	2	70	816	115	2	70	0
1	+360	2	2	3	65	476	305	5	55	0
1	+360	3	3	4	79	682	148	2	43	0
2	+90	4	4	5	76	583	143	2	66	0
6	+90	3	5	6	42	583	145	2	42	-1
5	+90	2	6	7	52	583	100	2	26	-1
4	+90	1	7	8	90	583	0	2	66	3
7	+360	8	8	7	62	816	186	3	50	-1
7	+360	7	9	6	62	476	0	0	0	-1
7	+360	6	10	5	62	682	100	4	50	-1
2	+90	5	11	9	76	653	142	2	66	0
6	+90	6	12	10	48	600	195	3	42	-1
5	+90	7	13	11	48	564	195	2	0	-1
4	+90	8	14	12	90	502	0	2	66	3
3	+4	12	15	11	70	815	280	4	70	0
3	+4	11	16	10	70	476	140	2	56	0
3	+4	10	17	9	70	680	270	4	70	0

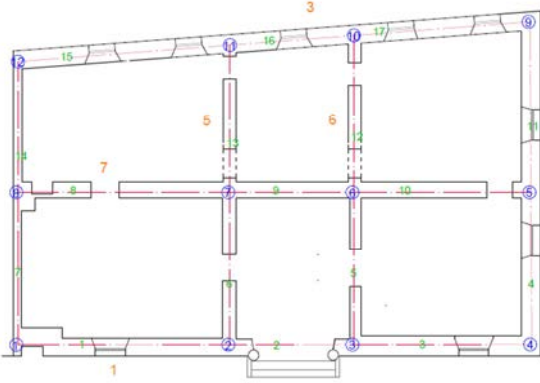
+: Si deve inserire il valore del coefficiente d'attrito μ solo nel caso di assenza di cordoli

++: Nel caso di setto comune ad un edificio contiguo scomporre in proporzione al numero di piani

+++: Nel caso di setti interni o comuni ad edifici contigui segnare -1

UNIVERSITA' DI PADOVA – DIPARTIMENTO di COSTRUZIONI e TRASPORTI

Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura

Dati relativi alla scheda					Individuazione catastale					
Comune	:	Belluno	Foglio	:	71					
Provincia	:	Belluno	Allegato	:	7					
Scheda n.	:	2	Mappale	:	230					
Data	:	25/11/2013								
Squadra	:	1								
Pianta schematica dell'edificio					Caratteristiche generali dell'edificio					
					Materiale Pareti (A)	Conservazione Materiale (B)	Numero Piani	Tipo Solai (C)	Regolarità Pianta (D)	
					2	3	4	3	2	
					Altezza Edificio (cm)	Superficie Edificio (m ²)	Orditura Solai (F)	Regolarità Impalcati (G) (piano irregolare)		
					1768	253,57	y	2		
Numero cordoli perimetrali :2					Contenimento sulle pareti parallele alla direzione					
					X		Y			
Coefficiente d'Attrito μ (+)	Numero Catene	Lunghezza prospetto (cm)	Coefficiente d'Attrito μ (+)	Numero Catene	Lunghezza prospetto (cm)					
0,05	3	100	0,15	6	100					
Caratteristiche delle pareti										
Indice Parete	Direzione Parete	Nodo Iniziale Setto	Numero Setto	Nodo Finale Setto	Spessore Piano Terra (cm)(++)	Lunghezza Setto (cm)	Lunghezza Fori (cm)	Spalle Estremità (E)	Spessore Piano Ultimo (cm)	Piani Edificio Contiguo (+++)
1	+360	1	1	2	70	816	115	2	70	0
1	+360	2	2	3	65	476	305	5	55	0
1	+360	3	3	4	79	682	148	2	43	0
2	+90	4	4	5	76	583	143	2	66	0
6	+90	3	5	6	42	583	145	2	42	-1
5	+90	2	6	7	52	583	100	2	26	-1
4	+90	1	7	8	90	583	0	2	66	3
7	+360	8	8	7	62	816	186	3	50	-1
7	+360	7	9	6	62	476	0	0	0	-1
7	+360	6	10	5	62	682	100	4	50	-1
2	+90	5	11	9	76	653	142	2	66	0
6	+90	6	12	10	48	600	195	3	42	-1
5	+90	7	13	11	48	564	195	2	0	-1
4	+90	8	14	12	90	502	0	2	66	3
3	+4	12	15	11	70	815	280	4	70	0
3	+4	11	16	10	70	476	140	2	56	0
3	+4	10	17	9	70	680	270	4	70	0
+: Si deve inserire il valore del coefficiente d'attrito μ solo nel caso di assenza di cordoli ++: Nel caso di setto comune ad un edificio contiguo scompare in proporzione al numero di piani +++: Nel caso di setti interni o comuni ad edifici contigui segnare -1										

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

UNIVERSITA' DI PADOVA – DIPARTIMENTO di COSTRUZIONI e TRASPORTI

Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura

Dati relativi alla scheda					Individuazione catastale						
Comune	:	Belluno	Foglio	:	71	Provincia	:	Belluno	Allegato	:	7
Scheda n.	:	3	Data	:	25/11/2013	Mappale	:	230	Squadra	:	1
Pianta schematica dell'edificio					Caratteristiche generali dell'edificio						
					Materiale Pareti (A)	Conservazione Materiale (B)	Numero Piani	Tipo Solai (C)	Regolarità Pianta (D)		
					2	3	4	3	2		
					Altezza Edificio (cm)	Superficie Edificio (m ²)	Orditura Solai (F)	Regolarità Impalcati (G) (piano irregolare)			
					1768	253,57	y	2			
Numero cordoli perimetrali :2					Contenimento sulle pareti parallele alla direzione						
					X		Y				
Coefficiente d'Attrito μ (+)	Numero Catene	Lunghezza prospetto (cm)	Coefficiente d'Attrito μ (+)	Numero Catene	Lunghezza prospetto (cm)						
0,05	3	100	0,15	6	100						
Caratteristiche delle pareti											
Indice Parete	Direzione Parete	Nodo Iniziale Setto	Numero Setto	Nodo Finale etto	Spessore Piano Terra (cm)(++)	Lunghezza Setto (cm)	Lunghezza Fori (cm)	Spalle Estremità (E)	Spessore Piano Ultimo (cm)	Piani Edificio Contiguo (+++)	
1	+360	1	1	2	70	816	115	2	70	0	
1	+360	2	2	3	65	476	305	5	55	0	
1	+360	3	3	4	79	682	148	2	43	0	
2	+90	4	4	5	76	583	143	2	66	0	
6	+90	3	5	6	42	583	145	2	42	-1	
5	+90	2	6	7	52	583	100	2	26	-1	
4	+90	1	7	8	90	583	0	2	66	3	
7	+360	8	8	7	62	816	186	3	50	-1	
7	+360	7	9	6	62	476	0	0	0	-1	
7	+360	6	10	5	62	682	100	4	50	-1	
2	+90	5	11	9	76	653	142	2	66	0	
6	+90	6	12	10	48	600	195	3	42	-1	
5	+90	7	13	11	48	564	195	2	0	-1	
4	+90	8	14	12	90	502	0	2	66	3	
3	+4	12	15	11	70	815	280	4	70	0	
3	+4	11	16	10	70	476	140	2	56	0	
3	+4	10	17	9	70	680	270	4	70	0	
+: Si deve inserire il valore del coefficiente d'attrito μ solo nel caso di assenza di cordoli ++: Nel caso di setto comune ad un edificio contiguo scompare in proporzione al numero di piani +++: Nel caso di setti interni o comuni ad edifici contigui segnare -1											

DESCRIZIONE DEL MODELLO 3Muri

Viene descritto in seguito in maniera schematica il modello a telaio equivalente realizzato con il programma 3Muri. Per semplicità si è fatto riferimento al modello 3°, ma la descrizione è analoga per gli altri modelli.

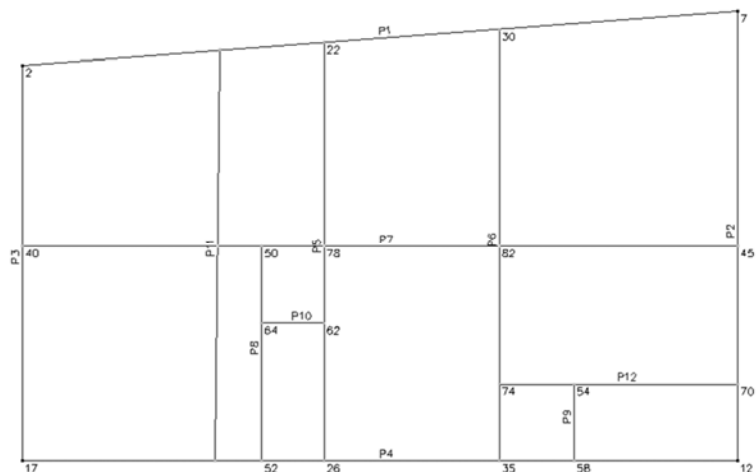


Figura 7.3-1: Definizione dei nodi, pianta livello 1.

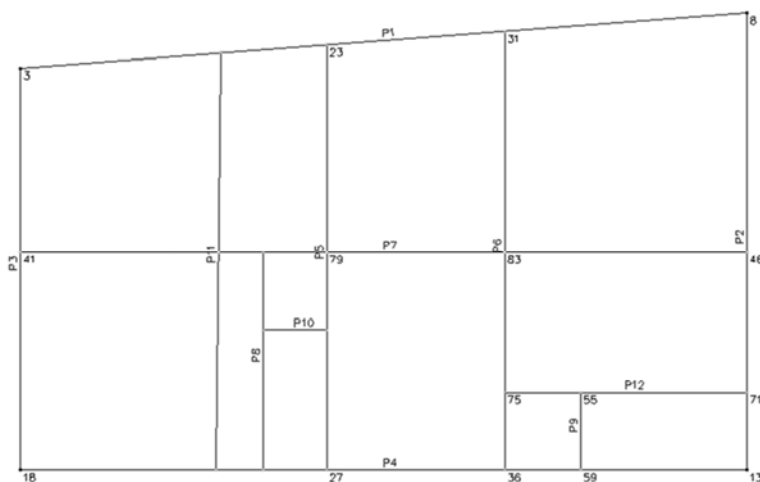


Figura 7.3-2: Definizione dei nodi, pianta livello 2.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

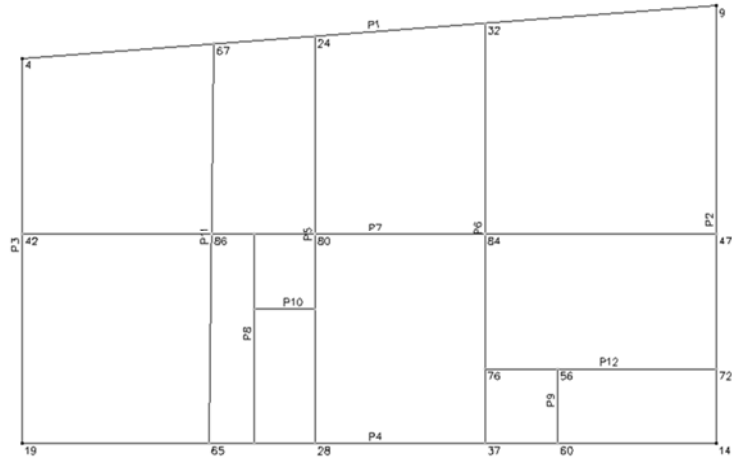


Figura 7.3-3: Definizione dei nodi, pianta livello 3.

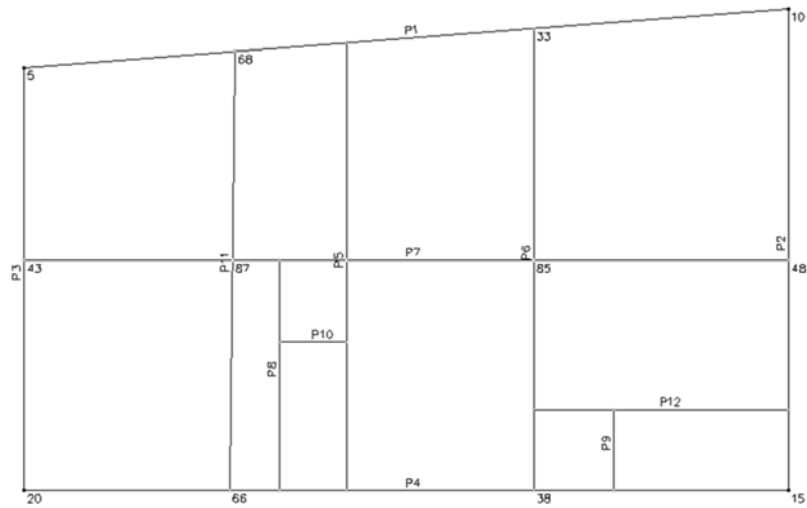
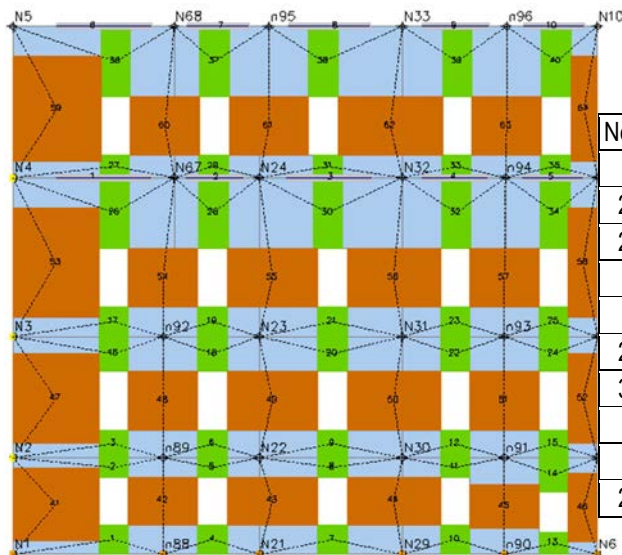


Figura 7.3-4: Definizione dei nodi, pianta livello 3.

Vengono descritte sinteticamente anche le pareti del modello:

Parete : 1

Nodi 3D



Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
1	1.777	1.651	0	0
21	2.605	1.714	0	0
29	3.087	1.750	0	0
6	3.743	1.799	0	0
2	1.777	1.652	325	1
22	2.605	1.714	325	1
30	3.087	1.750	325	1
7	3.743	1.799	325	1
3	1.777	1.652	735	2
23	2.605	1.714	735	2

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
88	507	0	0
90	1.657	0	0
89	507	325	1
91	1.657	325	1
92	507	735	2
93	1.657	735	2
94	1.661	1.272	3
95	863	1.783	4
96	1.664	1.783	4

31	3.087	1.750	735	2
8	3.743	1.799	735	2
4	1.777	1.652	1.272	3
67	2.320	1.692	1.272	3
24	2.605	1.714	1.272	3
32	3.087	1.750	1.272	3
9	3.743	1.799	1.272	3
5	1.777	1.651	1.783	4
68	2.320	1.692	1.783	4
33	3.087	1.750	1.783	4
10	3.743	1.799	1.783	4

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
46	pietra sbozzata	-	70,0	98,0	230,0	1.922	157	6	7
45	pietra sbozzata	-	70,0	232,0	147,5	1.657	161	90	91
41	pietra sbozzata	-	70,0	289,9	242,5	145	168	1	2
42	pietra sbozzata	-	70,0	233,2	160,0	507	180	88	89
43	pietra sbozzata	-	70,0	304,1	160,0	875	180	21	22
44	pietra sbozzata	-	70,0	313,5	160,0	1.284	180	29	30
48	pietra sbozzata	-	70,0	233,2	200,0	507	519	89	92
49	pietra sbozzata	-	70,0	304,1	200,0	875	519	22	23
50	pietra sbozzata	-	70,0	313,5	200,0	1.284	519	30	31
51	pietra sbozzata	-	70,0	232,0	200,0	1.657	519	91	93
47	pietra sbozzata	-	70,0	289,9	305,0	145	526	2	3
52	pietra sbozzata	-	70,0	98,0	305,0	1.922	526	7	8
54	pietra sbozzata	-	70,0	233,2	200,0	507	935	92	67
55	pietra sbozzata	-	70,0	304,1	200,0	875	935	23	24
56	pietra sbozzata	-	70,0	313,5	200,0	1.284	935	31	32
57	pietra sbozzata	-	70,0	232,0	200,0	1.657	935	93	94
53	pietra sbozzata	-	70,0	289,9	368,5	145	985	3	4
58	pietra sbozzata	-	70,0	98,0	368,5	1.922	985	8	9
60	pietra sbozzata	-	70,0	233,2	200,0	513	1.447	67	68
61	pietra sbozzata	-	70,0	267,0	200,0	863	1.447	24	95
62	pietra sbozzata	-	70,0	350,7	200,0	1.272	1.447	32	33
63	pietra sbozzata	-	70,0	233,7	200,0	1.664	1.447	94	96
59	pietra sbozzata	-	70,0	296,7	355,5	148	1.505	4	5
64	pietra sbozzata	-	70,0	89,6	355,5	1.926	1.505	9	10

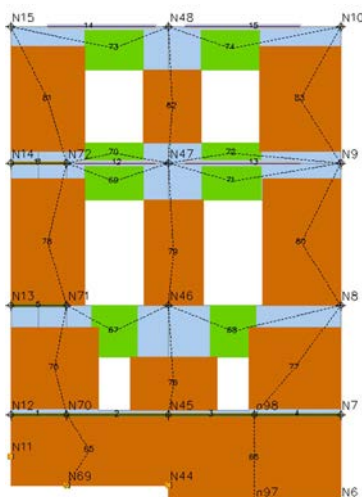
Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
13	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	75,0	1.823	38	90	6
1	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	100,0	340	50	1	88
4	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	100,0	673	50	88	21
7	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	100,0	1.077	50	21	29
10	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	100,0	1.491	50	29	90
14	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	115,0	1.823	268	91	7

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

2	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	65,0	340	293	2	89
5	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	65,0	673	293	89	22
8	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	65,0	1.077	293	22	30
11	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	65,0	1.491	293	30	91
3	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	94,0	340	372	2	89
6	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	94,0	673	372	89	22
9	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	94,0	1.077	372	22	30
12	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	94,0	1.491	372	30	91
15	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	94,0	1.823	372	91	7
16	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	116,0	340	677	3	92
18	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	116,0	673	677	92	23
20	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	116,0	1.077	677	23	31
22	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	116,0	1.491	677	31	93
24	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	116,0	1.823	677	93	8
17	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	100,0	340	785	3	92
19	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	100,0	673	785	92	23
21	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	100,0	1.077	785	23	31
23	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	100,0	1.491	785	31	93
25	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	100,0	1.823	785	93	8
26	pietra sbozzata	-	40,0	100,0	237,0	343	1.154	4	67
28	pietra sbozzata	-	40,0	100,0	237,0	676	1.154	67	24
30	pietra sbozzata	-	40,0	100,0	237,0	1.062	1.154	24	32
32	pietra sbozzata	-	40,0	100,0	237,0	1.494	1.154	32	94
34	pietra sbozzata	-	40,0	100,0	237,0	1.827	1.154	94	9
27	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	75,0	343	1.310	4	67
29	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	75,0	676	1.310	67	24
31	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	75,0	1.062	1.310	24	32
33	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	75,0	1.494	1.310	32	94
35	pietra sbozzata	-	30,0	100,0	75,0	1.827	1.310	94	9
36	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	236,0	347	1.665	5	68
37	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	236,0	680	1.665	68	95
38	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	236,0	1.047	1.665	95	33
39	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	236,0	1.498	1.665	33	96
40	pietra sbozzata	-	70,0	100,0	236,0	1.831	1.665	96	10

Parete : 2



Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
11	3.743	562	169	0
69	3.743	771	60	0
44	3.743	1.153	60	0
6	3.743	1.799	0	0
12	3.743	562	325	1
70	3.743	771	325	1
45	3.743	1.153	325	1
7	3.743	1.799	325	1
13	3.743	562	735	2
71	3.743	771	735	2

46	3.743	1.153	735	2
8	3.743	1.799	735	2
14	3.743	562	1.272	3
72	3.743	771	1.272	3
47	3.743	1.153	1.272	3
9	3.743	1.799	1.272	3
15	3.743	562	1.783	4
48	3.743	1.153	1.783	4
10	3.743	1.799	1.783	4

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
97	914	0	0
98	914	325	1

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
66	pietra sbozzata	-	100,0	646,0	325,0	914	163	97	98
65	pietra sbozzata	-	100,0	591,0	265,0	296	193	69	70
76	pietra sbozzata	-	76,0	324,5	200,0	610	441	45	46
75	pietra sbozzata	-	76,0	327,4	305,0	164	501	70	71
77	pietra sbozzata	-	76,0	345,1	305,0	1.064	501	98	8
79	pietra sbozzata	-	76,0	222,5	400,0	610	935	46	47
78	pietra sbozzata	-	76,0	276,4	478,5	138	974	71	72
80	pietra sbozzata	-	76,0	294,1	478,5	1.090	974	8	9
82	pietra sbozzata	-	65,0	216,3	275,0	606	1.485	47	48
81	pietra sbozzata	-	65,0	277,4	393,0	139	1.512	72	15
83	pietra sbozzata	-	65,0	303,3	393,0	1.085	1.512	9	10

Macroelementi Fasce

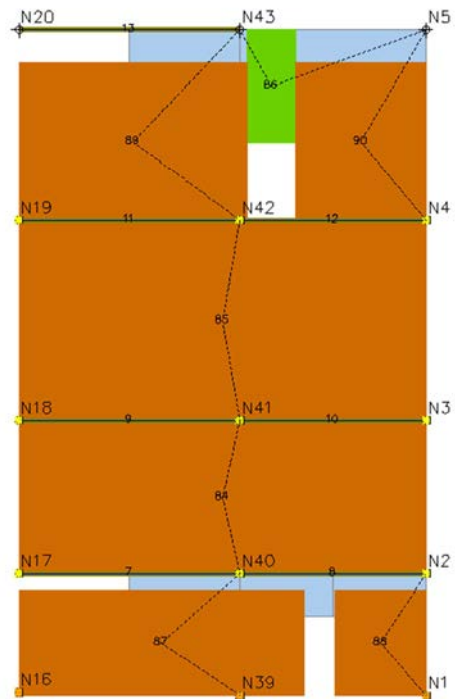
N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
67	pietra sbozzata	-	76,0	171,0	194,0	387	638	71	46
68	pietra sbozzata	-	76,0	171,0	194,0	832	638	46	8
69	pietra sbozzata	-	76,0	221,0	137,0	387	1.204	72	47
71	pietra sbozzata	-	76,0	221,0	137,0	828	1.204	47	9
70	pietra sbozzata	-	65,0	221,0	75,0	387	1.310	72	47
72	pietra sbozzata	-	65,0	221,0	75,0	828	1.310	47	9
73	pietra sbozzata	-	65,0	220,0	161,0	387	1.703	15	48
74	pietra sbozzata	-	65,0	220,0	161,0	824	1.703	48	10

Parete : 3

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
16	1.777	562	9	0
39	1.777	1.153	0	0
1	1.777	1.651	0	0
17	1.777	562	325	1
40	1.777	1.153	325	1
2	1.777	1.652	325	1
18	1.777	562	735	2
41	1.777	1.153	735	2
3	1.777	1.652	735	2
19	1.777	562	1.272	3
42	1.777	1.153	1.272	3
4	1.777	1.652	1.272	3
20	1.777	562	1.783	4
43	1.777	1.153	1.783	4
5	1.777	1.651	1.783	4



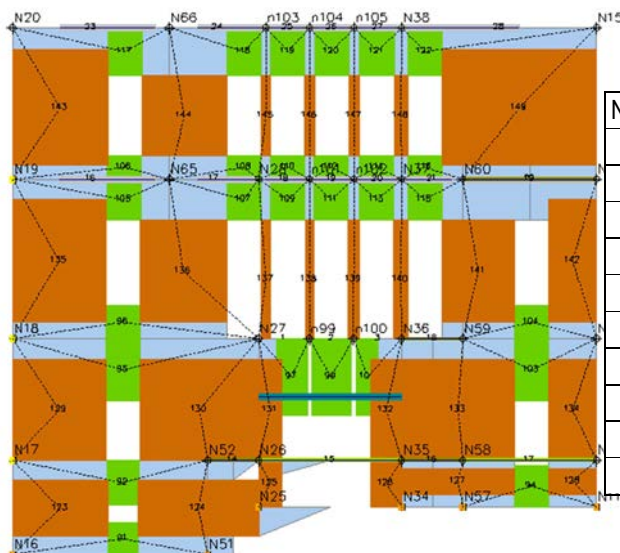
Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
87	pietra sbozzata	-	130,0	761,5	279,9	381	140	39	40
88	pietra sbozzata	-	130,0	243,1	279,9	968	140	1	2
84	pietra sbozzata	-	90,0	1.089,6	410,0	545	530	40	41
85	pietra sbozzata	-	90,0	1.089,6	537,0	545	1.004	41	42
89	pietra sbozzata	-	90,0	610,5	423,3	305	1.484	42	43
90	pietra sbozzata	-	90,0	349,1	423,3	915	1.484	4	5

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
86	pietra sbozzata	-	90,0	130,0	301,0	676	1.633	43	5

Parete : 4



Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
16	1.777	562	9	0
51	2.434	562	9	0
25	2.605	562	169	0
34	3.087	562	169	0
57	3.293	562	169	0
11	3.743	562	169	0
17	1.777	562	325	1
52	2.434	562	325	1
26	2.605	562	325	1
35	3.087	562	325	1

Nodi 3D

58	3.293	562	325	1
12	3.743	562	325	1
18	1.777	562	735	2
27	2.605	562	735	2
36	3.087	562	735	2
59	3.293	562	735	2
13	3.743	562	735	2
19	1.777	562	1.272	3
65	2.305	562	1.272	3
28	2.605	562	1.272	3
37	3.087	562	1.272	3
60	3.293	562	1.272	3
14	3.743	562	1.272	3
20	1.777	562	1.783	4
66	2.305	562	1.783	4
38	3.087	562	1.783	4
15	3.743	562	1.783	4

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
99	998	735	2
100	1.148	735	2
101	999	1.272	3
102	1.149	1.272	3
103	852	1.783	4
104	1.000	1.783	4
105	1.150	1.783	4

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
123	pietra sbozzata	-	90,0	321,1	188,0	161	163	16	17
124	pietra sbozzata	-	90,0	407,0	188,0	625	163	51	52
125	pietra sbozzata	-	67,0	76,5	156,0	866	247	25	26
126	pietra sbozzata	-	67,0	105,0	156,0	1.257	247	34	35
127	pietra sbozzata	-	80,0	379,1	87,5	1.499	254	57	58
128	pietra sbozzata	-	80,0	161,6	87,5	1.884	254	11	12
131	pietra sbozzata	-	67,0	76,5	340,1	866	495	26	27
132	pietra sbozzata	-	67,0	105,0	340,1	1.257	495	35	36
129	pietra sbozzata	-	70,0	313,6	341,1	157	496	17	18
130	pietra sbozzata	-	70,0	399,5	341,1	628	496	52	27
133	pietra sbozzata	-	80,0	379,1	341,1	1.499	496	58	59
134	pietra sbozzata	-	80,0	161,6	341,1	1.884	496	12	13
137	pietra sbozzata	-	70,0	33,9	400,0	852	935	27	28
138	pietra sbozzata	-	70,0	27,8	400,0	998	935	99	101
139	pietra sbozzata	-	70,0	41,3	400,0	1.148	935	100	102
140	pietra sbozzata	-	70,0	45,6	400,0	1.306	935	36	37
136	pietra sbozzata	-	70,0	291,8	345,0	575	963	27	65
141	pietra sbozzata	-	70,0	244,6	345,0	1.566	963	59	60
135	pietra sbozzata	-	70,0	313,6	413,5	157	999	18	19
142	pietra sbozzata	-	70,0	161,6	413,5	1.884	999	13	14
144	pietra sbozzata	-	70,0	285,7	270,0	578	1.487	65	66
145	pietra sbozzata	-	70,0	33,7	270,0	852	1.487	28	103
146	pietra sbozzata	-	70,0	31,5	270,0	1.000	1.487	101	104
147	pietra sbozzata	-	70,0	37,9	270,0	1.150	1.487	102	105
148	pietra sbozzata	-	70,0	45,5	270,0	1.306	1.487	37	38
143	pietra sbozzata	-	70,0	319,7	390,5	160	1.513	19	20
149	pietra sbozzata	-	70,0	521,2	390,5	1.705	1.513	60	15

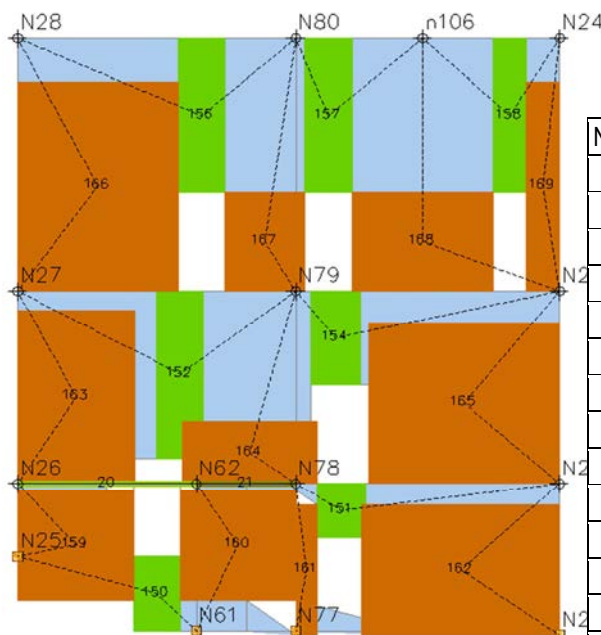
Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
----	-----------	----------	---------------	-----------	--------------	-------------------	-------------------	---------------	-------------

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

91	pietra sbozzata	-	90,0	100,0	105,0	371	62	16	51
94	pietra sbozzata	-	80,0	115,0	137,0	1.746	238	57	11
92	pietra sbozzata	-	90,0	107,5	151,0	371	250	17	52
97	pietra sbozzata	-	67,0	104,3	256,0	939	607	27	99
99	pietra sbozzata	-	67,0	132,3	256,0	1.071	607	99	100
101	pietra sbozzata	-	67,0	72,7	256,0	1.194	607	100	36
95	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	210,0	371	630	18	27
103	pietra sbozzata	-	80,0	115,0	210,0	1.746	630	59	13
96	pietra sbozzata	-	40,0	115,0	110,0	371	790	18	27
104	pietra sbozzata	-	40,0	115,0	110,0	1.746	790	59	13
105	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	137,0	374	1.204	19	65
107	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	137,0	778	1.204	65	28
109	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	137,0	927	1.204	28	101
111	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	137,0	1.071	1.204	101	102
113	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	137,0	1.226	1.204	102	37
115	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	137,0	1.387	1.204	37	60
106	pietra sbozzata	-	40,0	115,0	80,0	374	1.312	19	65
108	pietra sbozzata	-	40,0	115,0	80,0	778	1.312	65	28
110	pietra sbozzata	-	40,0	115,0	80,0	927	1.312	28	101
112	pietra sbozzata	-	40,0	115,0	80,0	1.071	1.312	101	102
114	pietra sbozzata	-	40,0	115,0	80,0	1.226	1.312	102	37
116	pietra sbozzata	-	40,0	115,0	80,0	1.387	1.312	37	60
117	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	161,0	377	1.703	20	66
118	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	161,0	778	1.703	66	103
119	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	161,0	927	1.703	103	104
120	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	161,0	1.073	1.703	104	105
121	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	161,0	1.226	1.703	105	38
122	pietra sbozzata	-	70,0	115,0	161,0	1.387	1.703	38	15

Parete : 5



Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
25	2.605	562	169	0
61	2.605	942	9	0
77	2.605	1.153	9	0
21	2.605	1.714	0	0
26	2.605	562	325	1
62	2.605	942	325	1
78	2.605	1.153	325	1
22	2.605	1.714	325	1
27	2.605	562	735	2
79	2.605	1.153	735	2
23	2.605	1.714	735	2
28	2.605	562	1.272	3
80	2.605	1.153	1.272	3
24	2.605	1.714	1.272	3

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
106	861	1.272	3

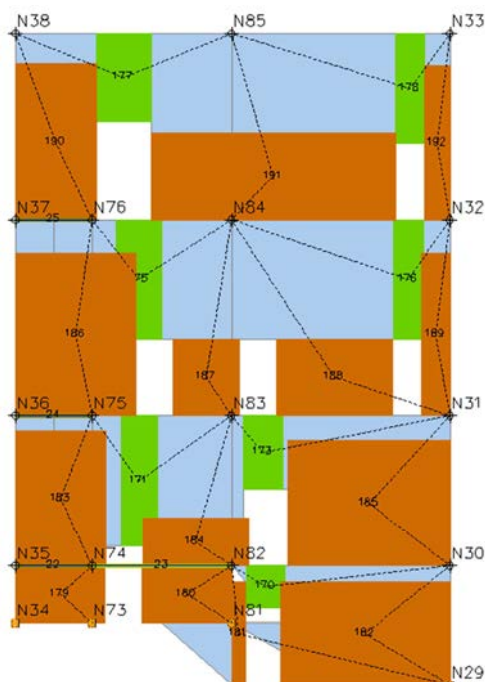
Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
161	pietra sbozzata	-	50,0	45,4	279,9	614	140	77	78
162	pietra sbozzata	-	50,0	420,3	279,9	942	140	21	22
159	pietra sbozzata	-	50,0	245,5	236,0	123	193	25	26
160	pietra sbozzata	-	50,0	245,5	236,0	468	193	61	62
164	pietra sbozzata	-	50,0	287,1	132,0	493	391	78	79
165	pietra sbozzata	-	50,0	405,6	342,3	949	496	22	23
163	pietra sbozzata	-	50,0	249,0	368,6	125	509	26	27
167	pietra sbozzata	-	42,0	169,5	210,0	526	840	79	80
168	pietra sbozzata	-	42,0	300,4	210,0	861	840	23	106
166	pietra sbozzata	-	42,0	340,9	445,1	170	958	27	28
169	pietra sbozzata	-	42,0	71,0	445,1	1.116	958	23	24

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
150	pietra sbozzata	-	50,0	100,0	160,0	296	89	25	61
151	pietra sbozzata	-	50,0	102,5	115,0	688	268	78	22
152	pietra sbozzata	-	50,0	100,0	356,0	345	557	27	79
154	pietra sbozzata	-	50,0	105,0	200,0	676	635	79	23
156	pietra sbozzata	-	42,0	100,0	327,0	391	1.109	28	80
157	pietra sbozzata	-	42,0	100,0	327,0	660	1.109	80	106
158	pietra sbozzata	-	42,0	70,0	327,0	1.046	1.109	106	24

Parete : 6



Nodi 3D

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
34	3.087	562	169	0
73	3.087	771	169	0
81	3.087	1.153	169	0
29	3.087	1.750	0	0
35	3.087	562	325	1
74	3.087	771	325	1
82	3.087	1.153	325	1
30	3.087	1.750	325	1
36	3.087	562	735	2
75	3.087	771	735	2
83	3.087	1.153	735	2
31	3.087	1.750	735	2
37	3.087	562	1.272	3
76	3.087	771	1.272	3
84	3.087	1.153	1.272	3
32	3.087	1.750	1.272	3
38	3.087	562	1.783	4
85	3.087	1.153	1.783	4
33	3.087	1.750	1.783	4

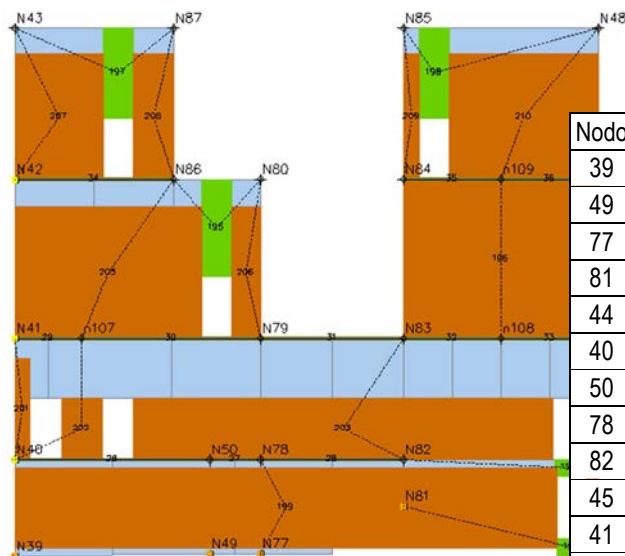
Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
181	pietra sbozzata	-	50,0	38,4	279,9	610	140	29	82
182	pietra sbozzata	-	50,0	463,5	279,9	956	140	29	30
179	pietra sbozzata	-	42,0	245,5	156,0	123	247	73	74
180	pietra sbozzata	-	42,0	245,5	156,0	468	247	81	82
184	pietra sbozzata	-	50,0	288,7	132,0	492	391	82	83
185	pietra sbozzata	-	50,0	441,7	342,3	967	496	30	31
183	pietra sbozzata	-	50,0	247,4	368,6	124	509	74	75
187	pietra sbozzata	-	42,0	183,0	210,0	522	840	83	84
188	pietra sbozzata	-	42,0	316,9	210,0	872	840	31	84
186	pietra sbozzata	-	42,0	330,1	445,1	165	958	75	76
189	pietra sbozzata	-	42,0	77,8	445,1	1.149	958	31	32
191	pietra sbozzata	-	42,0	668,1	240,0	705	1.392	84	85
192	pietra sbozzata	-	42,0	69,2	423,3	1.153	1.484	32	33
190	pietra sbozzata	-	42,0	220,5	427,7	110	1.486	76	38

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
170	pietra sbozzata	-	50,0	102,5	115,0	684	268	82	30
171	pietra sbozzata	-	50,0	100,0	356,0	339	557	75	83
173	pietra sbozzata	-	50,0	105,0	200,0	677	635	83	31
175	pietra sbozzata	-	42,0	125,0	327,0	338	1.109	76	84
176	pietra sbozzata	-	42,0	80,0	327,0	1.074	1.109	84	32
178	pietra sbozzata	-	42,0	80,0	301,0	1.079	1.633	85	33
177	pietra sbozzata	-	42,0	150,0	241,0	296	1.663	38	85

Parete : 7



Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
39	1.777	1.153	0	0
49	2.434	1.153	9	0
77	2.605	1.153	9	0
81	3.087	1.153	169	0
44	3.743	1.153	60	0
40	1.777	1.153	325	1
50	2.434	1.153	325	1
78	2.605	1.153	325	1
82	3.087	1.153	325	1
45	3.743	1.153	325	1
41	1.777	1.153	735	2
79	2.605	1.153	735	2
83	3.087	1.153	735	2
46	3.743	1.153	735	2
42	1.777	1.153	1.272	3
86	2.313	1.153	1.272	3
80	2.605	1.153	1.272	3
84	3.087	1.153	1.272	3
47	3.743	1.153	1.272	3
43	1.777	1.153	1.783	4
87	2.313	1.153	1.783	4
85	3.087	1.153	1.783	4
48	3.743	1.153	1.783	4

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
107	225	735	2
108	1.637	735	2
109	1.637	1.272	3

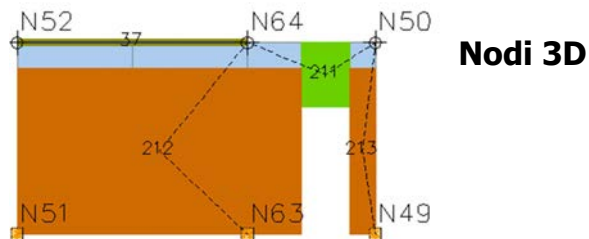
Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
199	pietra sbozzata	-	62,0	1.825,7	267,5	913	163	77	78
200	pietra sbozzata	-	62,0	39,6	267,5	1.945	163	44	45
202	pietra sbozzata	-	62,0	135,9	210,0	225	430	40	107
203	pietra sbozzata	-	62,0	1.411,5	210,0	1.106	430	82	83
201	pietra sbozzata	-	62,0	50,1	342,3	25	496	40	41
204	pietra sbozzata	-	62,0	53,8	342,3	1.938	496	45	46
205	pietra sbozzata	-	50,0	628,9	445,1	314	958	107	86
206	pietra sbozzata	-	50,0	99,2	445,1	778	958	79	80
196	pietra sbozzata	-	50,0	655,7	537,0	1.637	1.004	108	109
207	pietra sbozzata	-	50,0	298,2	423,3	149	1.484	42	43
208	pietra sbozzata	-	50,0	137,4	423,3	467	1.484	86	87
209	pietra sbozzata	-	50,0	53,1	423,3	1.336	1.484	84	85
210	pietra sbozzata	-	50,0	502,6	423,3	1.714	1.484	109	48

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
193	pietra sbozzata	-	62,0	100,0	60,0	1.876	30	81	44
194	pietra sbozzata	-	62,0	100,0	55,0	1.869	298	82	45
195	pietra sbozzata	-	50,0	100,0	327,0	679	1.109	86	80
197	pietra sbozzata	-	50,0	100,0	301,0	348	1.633	43	87
198	pietra sbozzata	-	50,0	100,0	301,0	1.413	1.633	85	48

Parete : 8



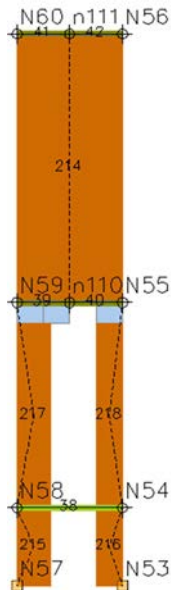
Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
51	2.434	562	9	0
63	2.434	942	9	0
49	2.434	1.153	9	0
52	2.434	562	325	1
64	2.434	942	325	1
50	2.434	1.153	325	1

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
212	pietra sbozzata	-	40,0	469,3	273,7	235	146	63	64
213	pietra sbozzata	-	40,0	41,7	273,7	570	146	49	50

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
211	pietra sbozzata	-	40,0	80,0	106,0	509	272	64	50

Parete : 9**Nodi 3D**

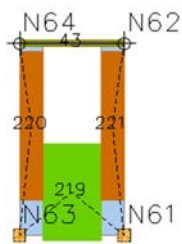
Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
57	3.293	562	169	0
53	3.293	771	169	0
58	3.293	562	325	1
54	3.293	771	325	1
59	3.293	562	735	2
55	3.293	771	735	2
60	3.293	562	1.272	3
56	3.293	771	1.272	3

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
110	105	735	2
111	105	1.272	3

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
215	pietra sbozzata	-	45,0	67,5	156,0	34	247	57	58
216	pietra sbozzata	-	45,0	52,1	156,0	184	247	53	54
217	pietra sbozzata	-	45,0	67,5	368,6	34	509	58	59
218	pietra sbozzata	-	45,0	52,1	368,6	184	509	54	55
214	pietra sbozzata	-	45,0	209,6	537,0	105	1.004	110	111

Parete : 10**Nodi 3D**

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
63	2.434	942	9	0
61	2.605	942	9	0
64	2.434	942	325	1
62	2.605	942	325	1

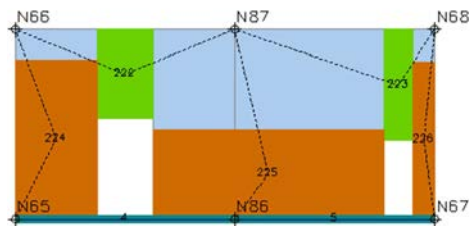
Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
220	pietra sbozzata	-	10,0	38,1	245,0	19	189	63	64
221	pietra sbozzata	-	10,0	38,1	245,0	152	189	61	62

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
219	pietra sbozzata	-	10,0	95,0	160,0	86	80	63	61

Parete : 11



Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
65	2.305	562	1.272	3
86	2.313	1.153	1.272	3
67	2.320	1.692	1.272	3
66	2.305	562	1.783	4
87	2.313	1.153	1.783	4
68	2.320	1.692	1.783	4

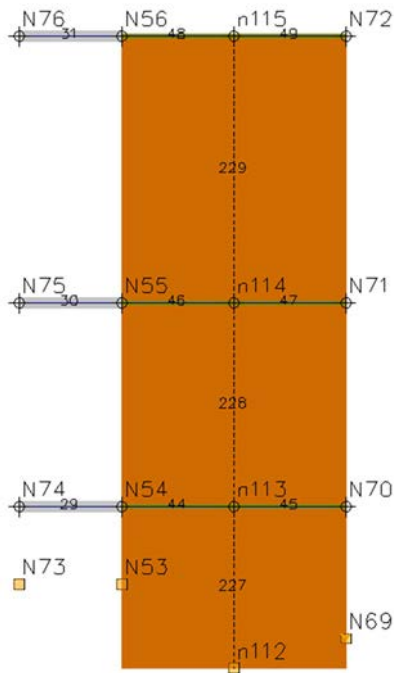
Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
225	pietra sbozzata	-	30,0	622,4	240,0	682	1.392	86	87
226	pietra sbozzata	-	30,0	57,5	423,3	1.102	1.484	67	68
224	pietra sbozzata	-	30,0	220,5	427,7	110	1.486	65	66

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
223	pietra sbozzata	-	30,0	80,0	301,0	1.033	1.633	87	68
222	pietra sbozzata	-	30,0	150,0	241,0	296	1.663	66	87

Parete : 12



Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
73	3.087	771	169	0
53	3.293	771	169	0
69	3.743	771	60	0
74	3.087	771	325	1
54	3.293	771	325	1
70	3.743	771	325	1
75	3.087	771	735	2
55	3.293	771	735	2
71	3.743	771	735	2
76	3.087	771	1.272	3
56	3.293	771	1.272	3
72	3.743	771	1.272	3

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
112	431	0	0
113	431	325	1
114	431	735	2
115	431	1.272	3

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
227	pietra sbozzata	-	45,0	450,0	325,0	431	163	112	113
228	pietra sbozzata	-	45,0	450,0	410,0	431	530	113	114
229	pietra sbozzata	-	45,0	450,0	537,0	431	1.004	114	115

In seguito vengono descritti in modo dettagliato i modelli e le analisi di cui sono stati riportati sinteticamente solo i risultati nel capitolo 5.



Descrizione modello 4a LC1

Questo modello è stato realizzato considerando l'edificio non vincolato, con i due cordoli descritti precedentemente, ipotizzando che vengano eseguiti degli interventi per il miglioramento della sicurezza sismica dell'edificio. In questo caso si è ipotizzato di migliorare le caratteristiche della muratura mediante l'iniezione di miscele leganti, e l'irrigidimento dei solai con un intervento di rafforzamento mediante il sistema legno-legno. Nel modello sono stati quindi cambiati i parametri che descrivono le murature e la tipologia degli orizzontamenti ligei, caratterizzati ora da un doppio tavolato ben collegato alla muratura, di spessore 9 cm. Nella definizione dei materiali impiegati nel programma si è considerato un LC1.

I risultati delle analisi, riportati in Tabella 5.5-7, indicano che tutte le 12 analisi in direzione X, e 11 di quelle in direzione Y non risultano soddisfatte allo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Analizzando i risultati si osserva che il valore più basso di α_u elaborato è pari a 0,63, in direzione Y, dunque la struttura è in grado di sopportare circa il 63% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), avente un periodo di ritorno TRD di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è circa la metà di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_u è pari a 0,78. L'analisi 19, la più gravosa, che considera la direzione +Y, una distribuzione delle forze proporzionale al primo modo e una eccentricità del +5%, è riportata graficamente con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità. Analogamente vengono riportati anche i risultati relativi alla condizione più gravosa nella direzione opposta: all'analisi 11 che considera il sisma in direzione +X, con un'eccentricità del +5% e la distribuzione delle forze proporzionale al primo modo, corrisponde un α_u pari a 0,69. Di seguito è riportata la tabella con i risultati delle 24 analisi, con indicate in giallo le due più onerose nelle direzioni X e Y; in verde sono segnate le analisi verificate, in rosso quelle non verificate.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD			SLO			Alfa u	Alfa e	
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]			Ver.
1	+X	Masse	0,0	4,13	3,52	2,86	No	1,38	2,64	Si	1,02	2,64	Si	0,86	1,87
2	+X	1° modo	0,0	4,86	4,17	3,70	No	1,63	3,36	Si	1,15	2,72	Si	0,81	2,07
3	-X	Masse	0,0	3,74	2,88	2,83	No	1,19	1,84	Si	0,90	1,84	Si	0,79	1,48
4	-X	1° modo	0,0	4,66	3,52	3,60	No	1,57	3,12	Si	1,11	2,24	Si	0,76	1,98
5	+Y	Masse	0,0	5,08	4,00	3,01	No	1,73	4,00	Si	1,22	2,96	Si	0,80	2,32
6	+Y	1° modo	0,0	6,47	4,64	3,79	No	2,11	4,08	Si	1,49	2,64	Si	0,72	1,93
7	-Y	Masse	0,0	5,39	4,88	2,86	No	1,81	3,44	Si	1,27	2,48	Si	0,91	1,90
8	-Y	1° modo	0,0	6,54	4,40	3,94	No	2,13	3,12	Si	1,50	2,32	Si	0,67	1,46
9	+X	Masse	61,9	4,17	3,60	2,84	No	1,40	2,72	Si	1,03	2,72	Si	0,87	1,91
10	+X	Masse	-61,9	4,07	3,44	2,89	No	1,35	2,64	Si	1,01	2,64	Si	0,86	1,91
11	+X	1° modo	61,9	5,01	3,44	3,58	No	1,67	3,36	Si	1,18	2,80	Si	0,69	2,02
12	+X	1° modo	-61,9	4,99	3,44	3,57	No	1,66	3,36	Si	1,17	2,64	Si	0,70	2,02
13	-X	Masse	61,9	3,72	3,04	2,83	No	1,18	2,00	Si	0,89	2,00	Si	0,83	1,61
14	-X	Masse	-61,9	3,77	2,80	2,85	No	1,21	1,76	Si	0,91	1,76	Si	0,76	1,41
15	-X	1° modo	61,9	4,67	3,60	3,59	No	1,57	3,28	Si	1,11	2,32	Si	0,78	2,08
16	-X	1° modo	-61,9	4,71	3,44	3,60	No	1,59	3,04	Si	1,12	2,16	Si	0,74	1,91
17	+Y	Masse	98,3	5,48	4,00	3,19	No	1,82	3,84	Si	1,29	2,96	Si	0,74	2,11
18	+Y	Masse	-98,3	4,67	3,84	2,91	No	1,58	3,36	Si	1,14	2,96	Si	0,83	2,10
19	+Y	1° modo	98,3	6,83	4,32	3,78	No	2,23	4,00	Si	1,57	2,64	Si	0,63	1,80
20	+Y	1° modo	-98,3	6,07	4,16	3,94	No	1,98	3,84	Si	1,40	2,72	Si	0,69	1,94
21	-Y	Masse	98,3	5,72	5,12	3,07	No	1,89	3,44	Si	1,33	2,48	Si	0,90	1,82
22	-Y	Masse	-98,3	4,92	5,12	2,78	Si	1,69	3,44	Si	1,19	2,48	Si	1,04	2,04
23	-Y	1° modo	98,3	6,81	4,56	4,06	No	2,22	3,04	Si	1,57	2,32	Si	0,67	1,37
24	-Y	1° modo	-98,3	6,12	4,00	4,06	No	1,99	2,56	Si	1,41	2,32	Si	0,65	1,28

Tabella 7.3-1: Risultati delle analisi Modello 4a (sono evidenziate in giallo le analisi corrispondenti ai minimi valori di α nelle due direzioni X e Y).

MODELLO 4a, ANALISI 11 (+X)

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

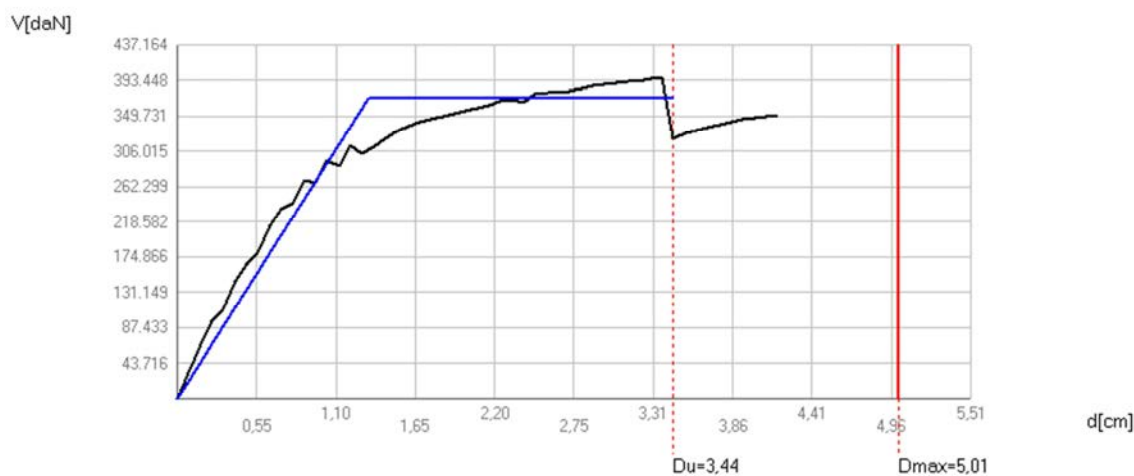


Figura 7.3-5: Curva di capacità nell'analisi 11 con sisma in direzione +X, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

L'analisi 11 del modello 4a considera il sisma agente in direzione +X, e non verifica i requisiti imposti dalla normativa per lo Stato Limite della Vita.

Il danneggiamento delle pareti principali rispetta le previsioni attese, presentandosi simile a quello visto in precedenza nei casi analoghi: le pareti maggiormente danneggiate sono quelle poste in direzione longitudinale, in cui la fascia compresa tra i due cordoli presenta delle rotture e delle plasticizzazioni dovuti ad effetti del taglio.

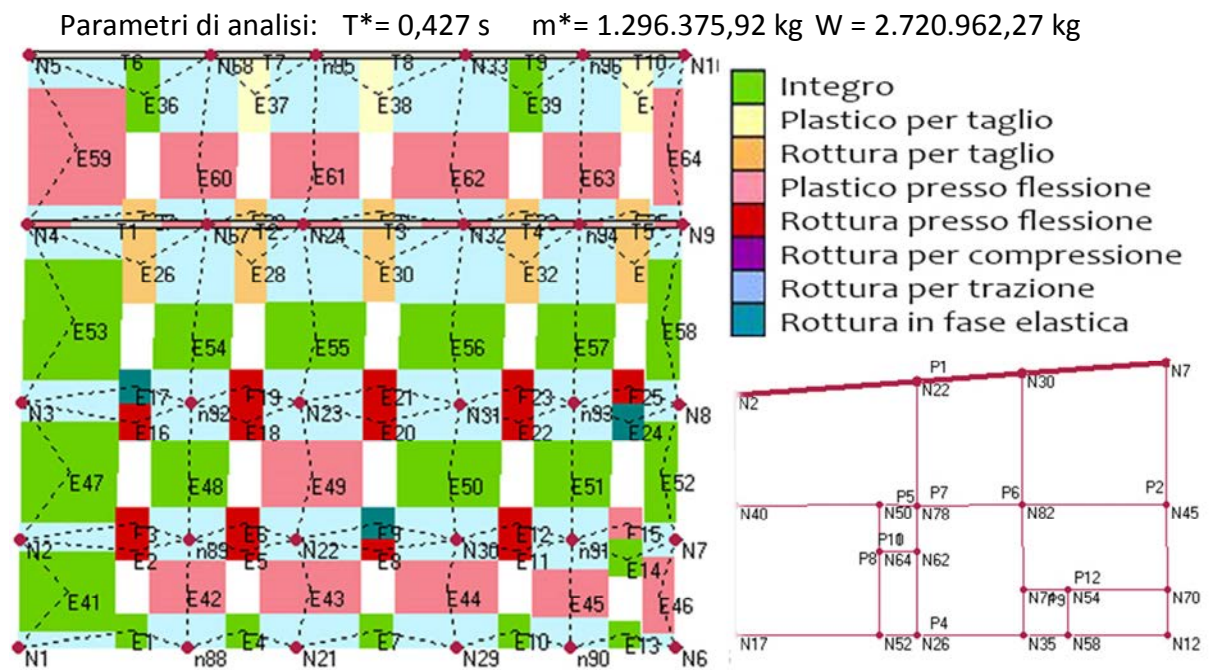


Figura 7.3-6: Dettagli dell'analisi 11: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Parametri di analisi: $T^* = 0,427\text{ s}$ $m^* = 1.296.375,92\text{ kg}$ $W = 2.720.962,27\text{ kg}$

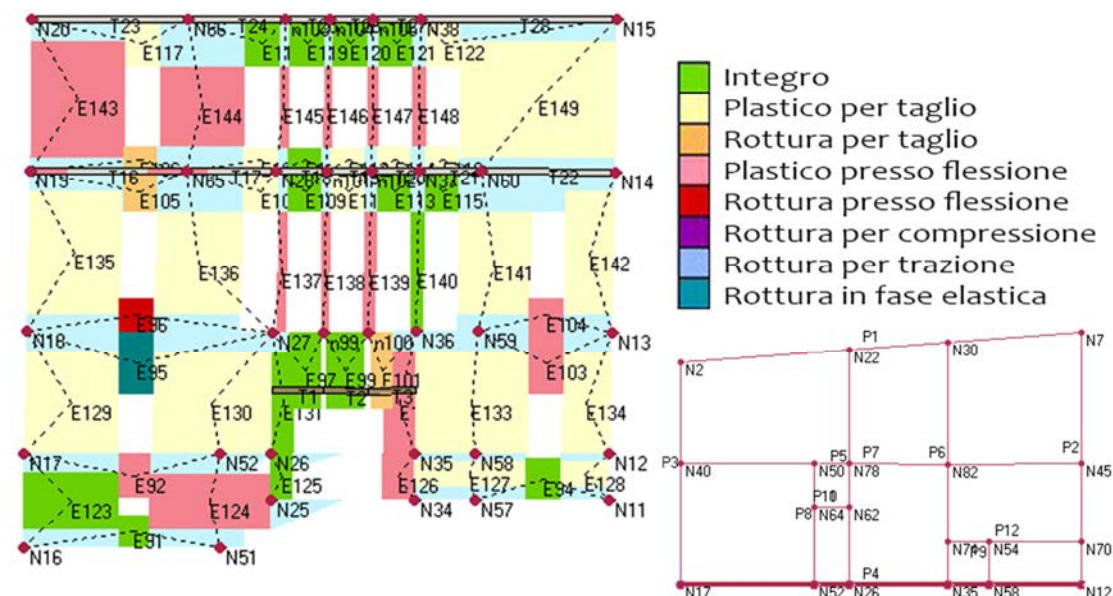


Figura 7.3-7: Dettagli dell'analisi 11: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

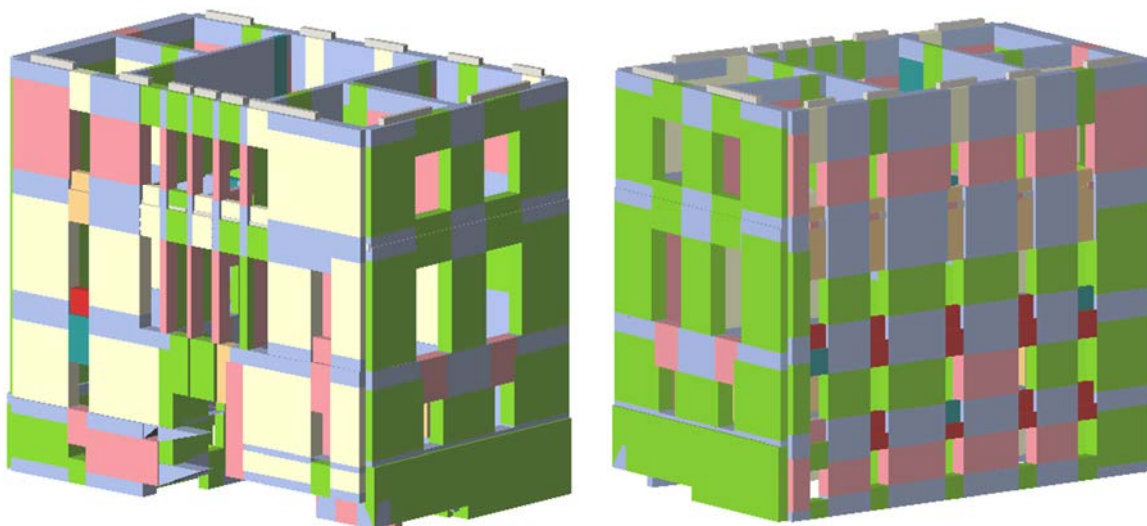


Figura 7.3-8: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 11, sottopasso 44 con sisma in direzione +X.

MODELLO 4a, ANALISI 19 (+Y)

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

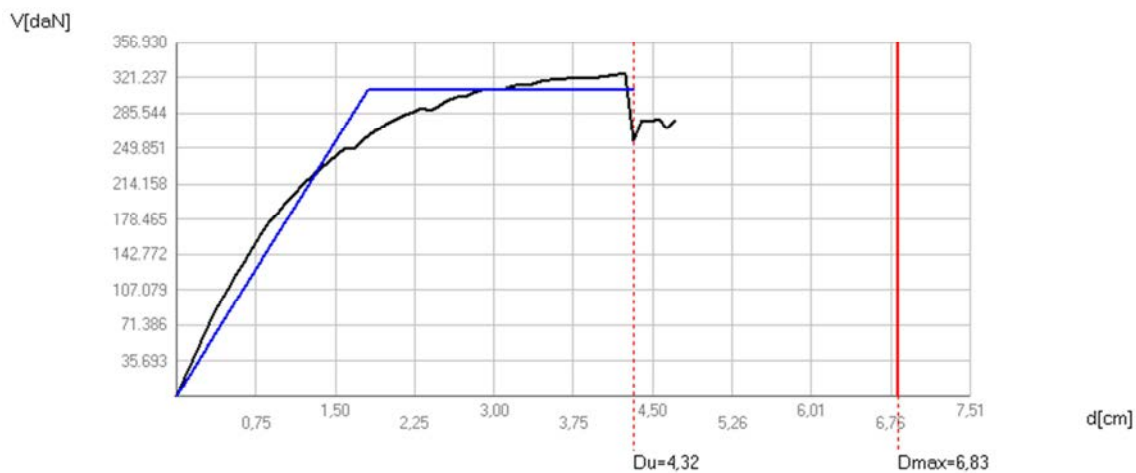


Figura 7.3-9: Curva di capacità nell'analisi 19 con sisma in direzione +Y, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

L'analisi 19 considera il sisma agente in direzione +Y, ed è la più gravosa tra i casi analizzati con il modello 4a.

Parametri di analisi: $T^* = 0,523$ s $m^* = 1.187.110,00$ kg $W = 2.720.962,27$ kg

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

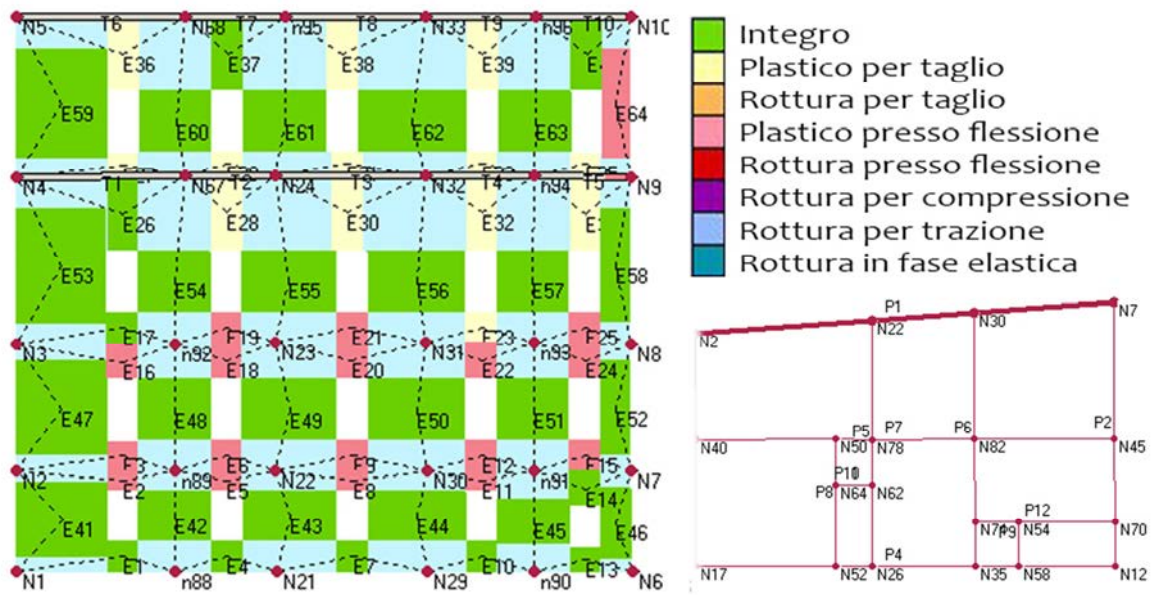


Figura 7.3-10: Dettagli dell'analisi 19: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Come ci si aspetta, le pareti maggiormente danneggiate sono quelle disposte in direzione trasversale rispetto a quella lungo cui si sviluppa l'edificio.

Le lesioni si manifestano maggiormente come rotture per presso flessione, nelle porzioni superiori dell'edificio, sempre per effetti legati al taglio.

Parametri di analisi: $T^* = 0,523 \text{ s}$ $m^* = 1.187.110,00 \text{ kg}$ $W = 2.720.962,27 \text{ kg}$

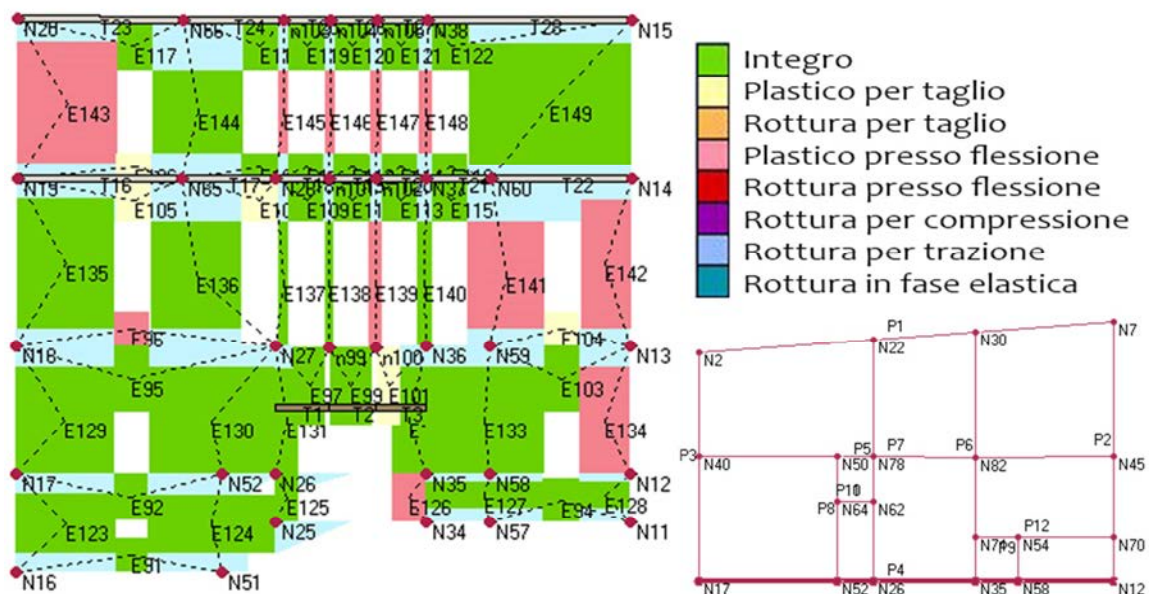


Figura 7.3-11: Dettagli dell'analisi 19: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

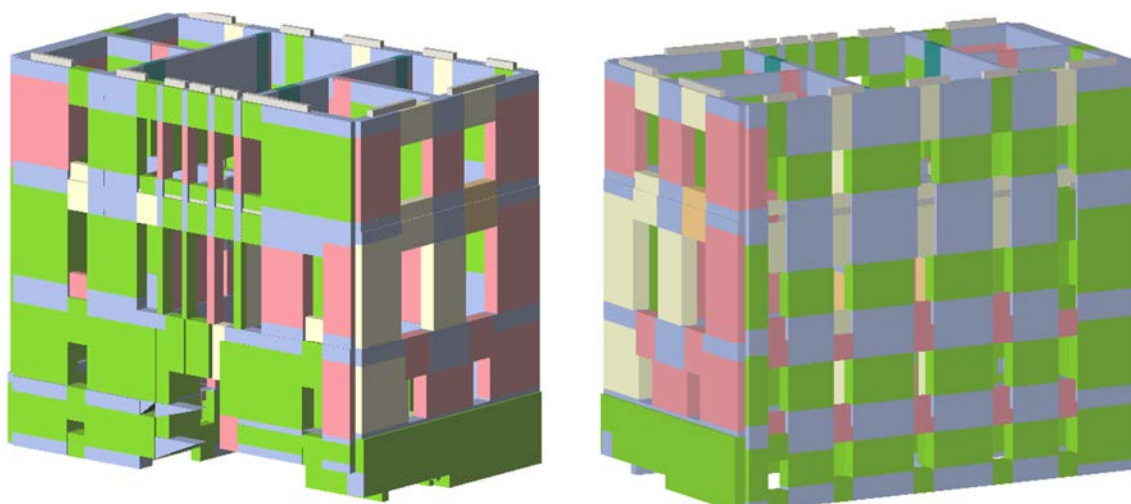


Figura 7.3-12: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 19, sottopasso 55 con sisma in direzione +Y.



Descrizione modello 4b LC1

Questo modello è stato realizzato partendo dal modello 3a, considerando l'edificio vincolato, con i due cordoli descritti precedentemente, in LC1, ipotizzando che vengano eseguiti gli interventi per il miglioramento della sicurezza sismica dell'edificio descritti precedentemente nell'analisi 4a.

I risultati delle analisi, riportati in Tabella 5.5-7, indicano che tutte le 12 analisi in direzione X, e 2 di quelle in direzione Y risultano soddisfatte allo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Analizzando i risultati si osserva che il valore più basso di α_u elaborato è pari a 0,60, in direzione Y, dunque la struttura è in grado di sopportare circa il 60% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), avente un periodo di ritorno TRD di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è circa più della metà di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_u è pari a 1,40, un valore molto soddisfacente. L'analisi 23, la più gravosa, che considera la direzione -Y, una distribuzione delle forze proporzionale al primo modo e una eccentricità del +5%, è riportata graficamente con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità. Analogamente vengono riportati anche i risultati relativi alla condizione più gravosa nella direzione opposta: all'analisi 11 che considera il sisma in direzione +X, con un'eccentricità del +5% e la distribuzione delle forze proporzionale al primo modo, corrisponde un α_u pari a 1,39, l'analisi risulta per tanto soddisfatta. Di seguito è riportata la tabella con i risultati delle 24 analisi, con indicate in giallo le due più onerose nelle direzioni X e Y; in verde sono segnate le analisi verificate, in rosso quelle non verificate.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD			SLO					
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	0,20	0,96	0,55	Si	0,08	0,96	Si	0,06	0,96	Si	2,49	6,32
2	+X	1° modo	0,0	0,37	0,96	1,02	Si	0,15	0,88	Si	0,11	0,88	Si	1,46	3,54
3	-X	Masse	0,0	0,22	1,20	0,54	Si	0,09	0,64	Si	0,07	0,64	Si	2,67	5,18
4	-X	1° modo	0,0	0,40	1,20	0,99	Si	0,17	0,56	Si	0,13	0,56	Si	1,57	2,75
5	+Y	Masse	0,0	4,67	3,68	2,84	No	1,61	3,36	Si	1,13	3,12	Si	0,80	2,09
6	+Y	1° modo	0,0	5,95	3,68	3,88	No	1,94	2,96	Si	1,37	2,96	Si	0,62	1,53
7	-Y	Masse	0,0	4,85	4,96	2,71	Si	1,66	3,12	Si	1,17	2,56	Si	1,02	1,88
8	-Y	1° modo	0,0	6,00	3,68	3,86	No	1,96	2,32	Si	1,38	2,32	Si	0,61	1,19
9	+X	Masse	61,9	0,20	0,96	0,54	Si	0,08	0,88	Si	0,07	0,88	Si	2,50	6,10
10	+X	Masse	-61,9	0,20	1,04	0,55	Si	0,08	0,64	Si	0,07	0,64	Si	2,55	5,26
11	+X	1° modo	61,9	0,37	0,88	1,02	Si	0,15	0,80	Si	0,11	0,80	Si	1,39	3,35
12	+X	1° modo	-61,9	0,39	1,04	1,03	Si	0,15	0,96	Si	0,12	0,96	Si	1,50	3,66
13	-X	Masse	61,9	0,21	1,04	0,52	Si	0,09	0,48	Si	0,07	0,48	Si	2,57	4,84
14	-X	Masse	-61,9	0,22	1,36	0,57	Si	0,09	0,72	Si	0,07	0,72	Si	2,75	5,23
15	-X	1° modo	61,9	0,38	1,04	0,99	Si	0,16	0,64	Si	0,12	0,64	Si	1,49	2,95
16	-X	1° modo	-61,9	0,47	1,44	1,04	Si	0,17	0,80	Si	0,13	0,80	Si	1,67	3,11
17	+Y	Masse	98,3	4,91	3,68	2,87	No	1,67	3,36	Si	1,18	3,12	Si	0,76	2,01
18	+Y	Masse	-98,3	4,44	3,68	2,84	No	1,50	3,60	Si	1,09	3,04	Si	0,84	2,36
19	+Y	1° modo	98,3	6,18	3,92	3,72	No	2,02	2,88	Si	1,42	2,88	Si	0,63	1,43
20	+Y	1° modo	-98,3	5,72	3,76	3,95	No	1,87	3,52	Si	1,32	3,20	Si	0,66	1,88
21	-Y	Masse	98,3	5,12	4,40	2,71	No	1,72	3,52	Si	1,22	2,56	Si	0,86	2,04
22	-Y	Masse	-98,3	4,56	4,72	2,74	Si	1,56	2,96	Si	1,11	2,56	Si	1,03	1,88
23	-Y	1° modo	98,3	6,25	3,76	3,70	No	2,04	2,48	Si	1,44	2,32	Si	0,60	1,22
24	-Y	1° modo	-98,3	5,76	3,60	4,02	No	1,88	2,16	Si	1,33	2,16	Si	0,63	1,15

Tabella 7.3-2: Risultati delle analisi Modello 4b (sono evidenziate in giallo le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y).

MODELLO 4b, ANALISI 11 (+X)

NT 08: Verifica SLU soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

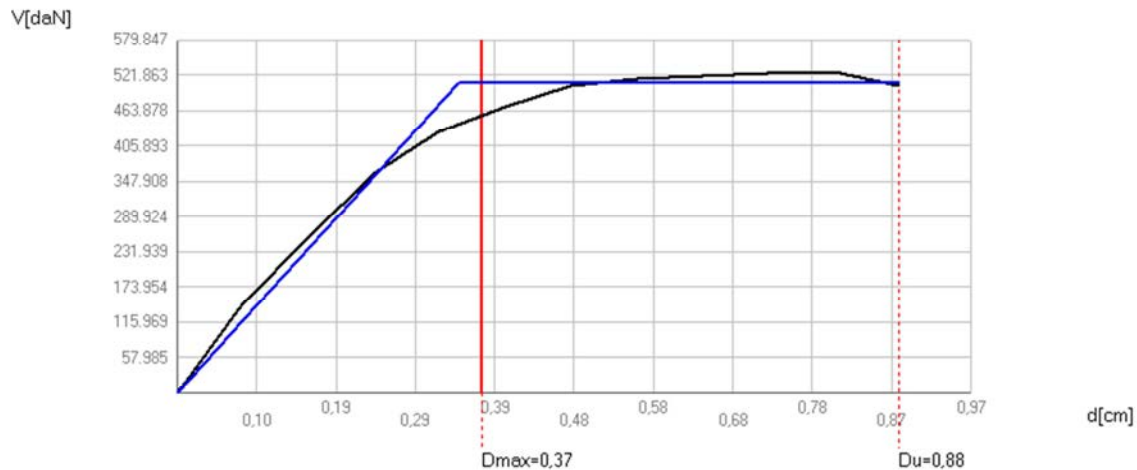


Figura 7.3-13: Curva di capacità nell'analisi 11 con sisma in direzione +X, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

L'analisi 11 del modello 4b considera il sisma agente in direzione +X, e verifica i requisiti imposti dalla normativa per lo Stato Limite della Vita, rappresenta quindi un risultato positivo.

Il danneggiamento delle pareti principali rispetta le previsioni attese, presentandosi simile a quello visto in precedenza nei casi analoghi: i danni maggiori si presentano nelle pareti longitudinali attraverso fenomeni di plasticizzazione o di rottura legati al taglio nella parte superiore della parete, mentre alcuni elementi isolati raggiungono la plasticizzazione per effetti di pressoflessione. I lati corti non presentano situazioni particolarmente gravose per la stabilità della struttura.

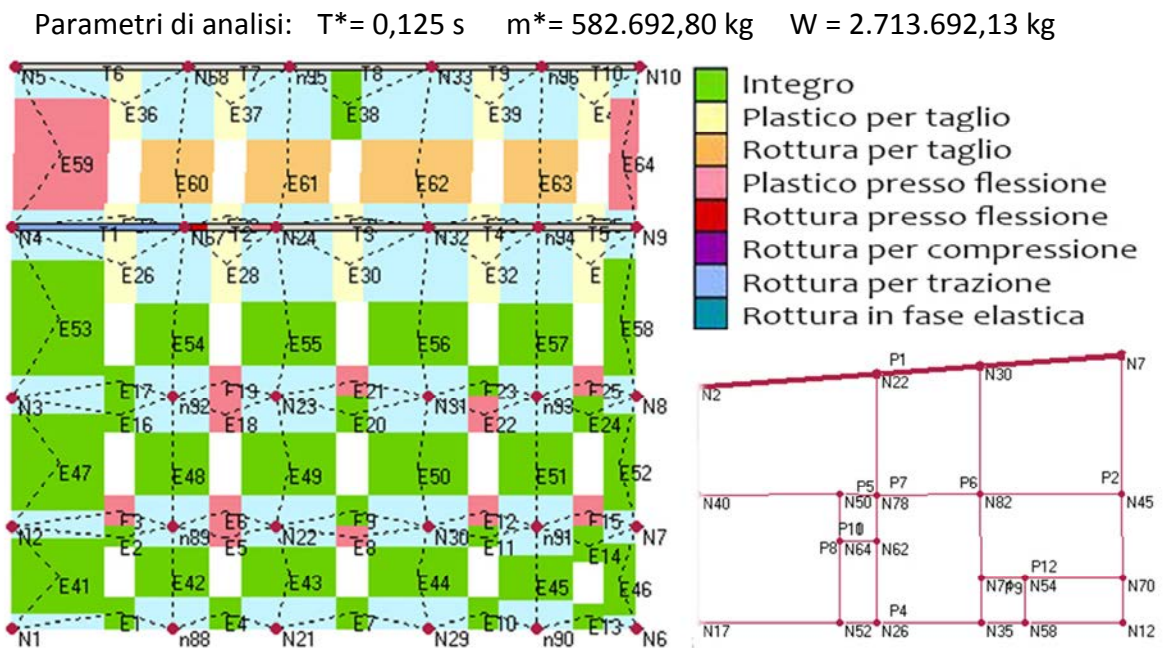


Figura 7.3-14: Dettagli dell'analisi 11: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

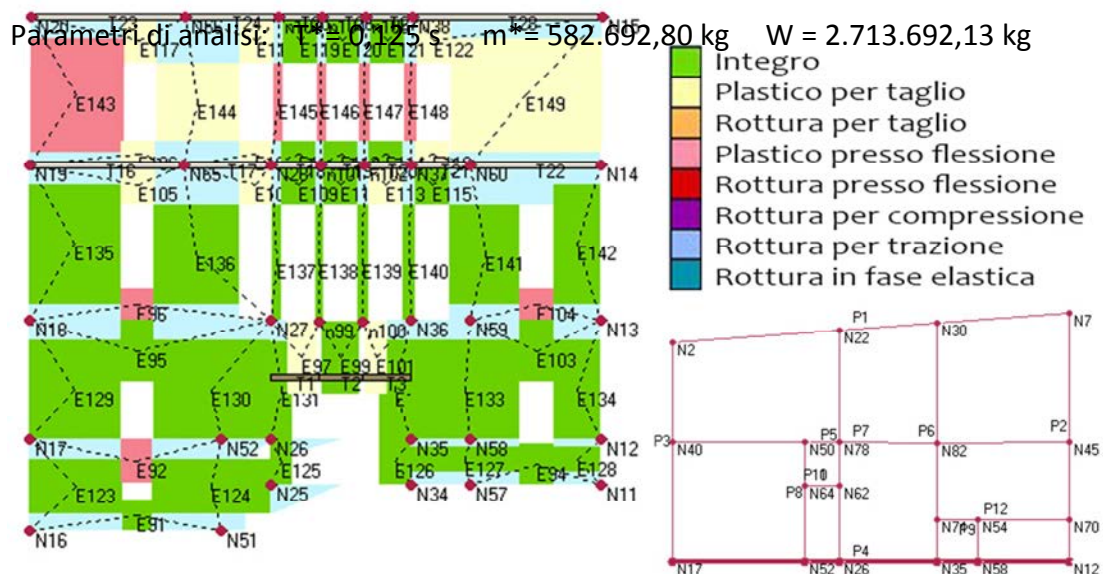


Figura 7.3-15: Dettagli dell'analisi 11: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

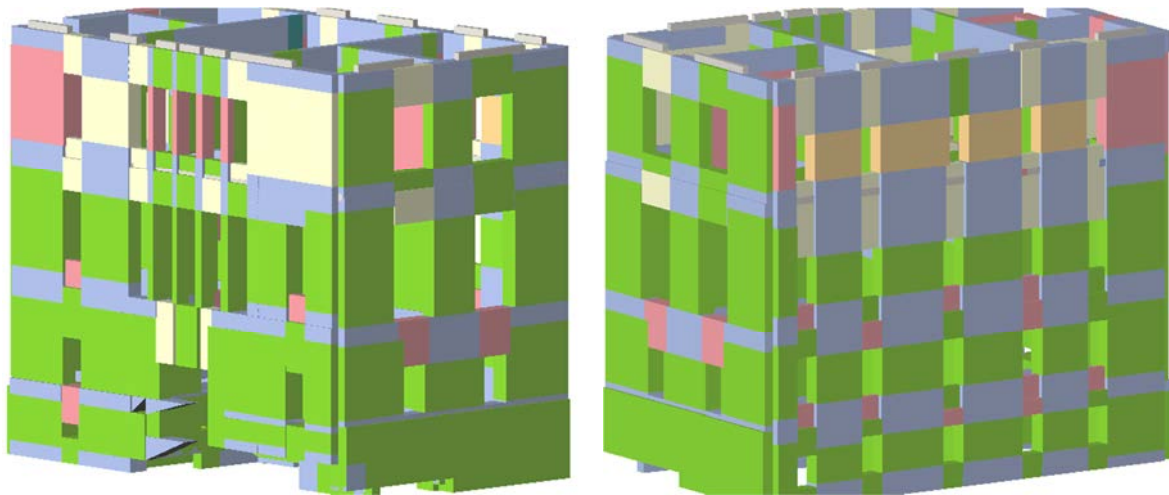


Figura 7.3-16: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 11, sottopasso 13 con sisma in direzione +X.

MODELLO 4b, ANALISI 23 (-Y)

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

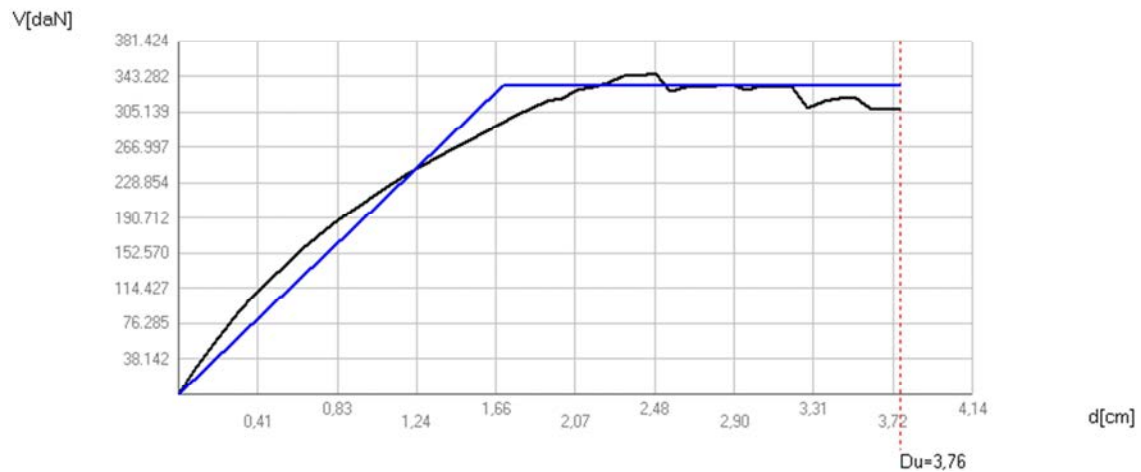


Figura 7.3-17: Curva di capacità nell'analisi 23 con sisma in direzione -Y, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE .

L'analisi 23 considera il sisma agente in direzione -Y, ed è la più gravosa tra i casi analizzati con il modello 4b.

Parametri di analisi: $T^* = 0,497$ s $m^* = 1.234.518,46$ kg $W = 2.713.692,13$ kg

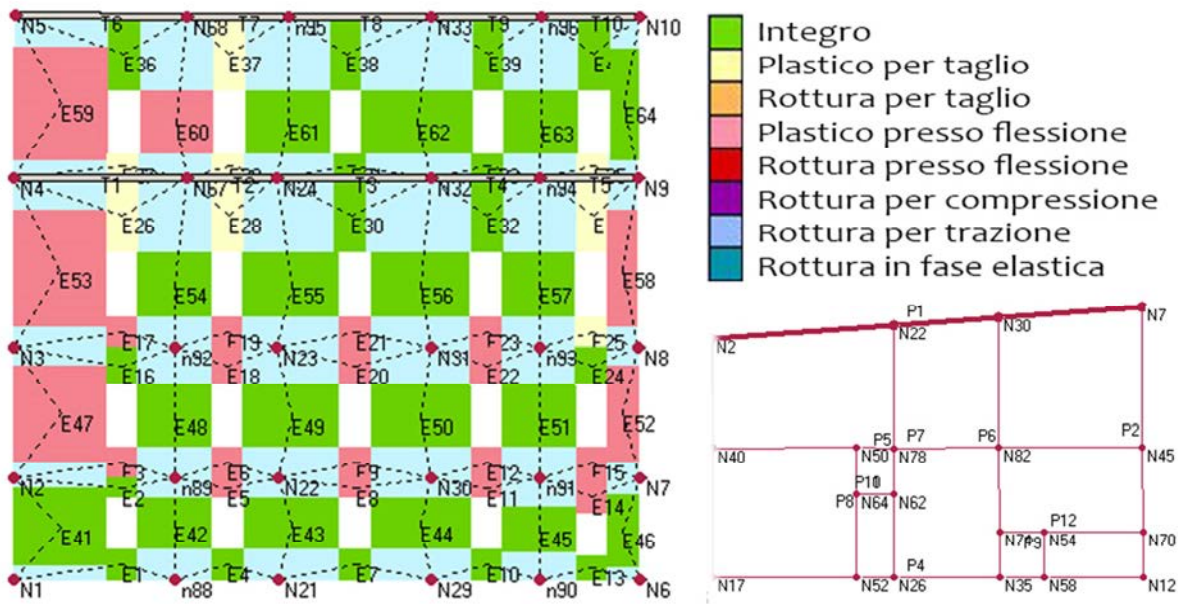


Figura 7.3-18: Dettagli dell'analisi 23: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Come ci si aspetta, le pareti maggiormente danneggiate sono quelle disposte in direzione trasversale rispetto a quella lungo cui si sviluppa l'edificio: i lati più lunghi raggiungono al più la plasticizzazione, ma anche quelli corti non presentano fenomeni di rottura particolarmente marcati.

Parametri di analisi: $T^* = 0,497 \text{ s}$ $m^* = 1.234.518,46 \text{ kg}$ $W = 2.713.692,13 \text{ kg}$

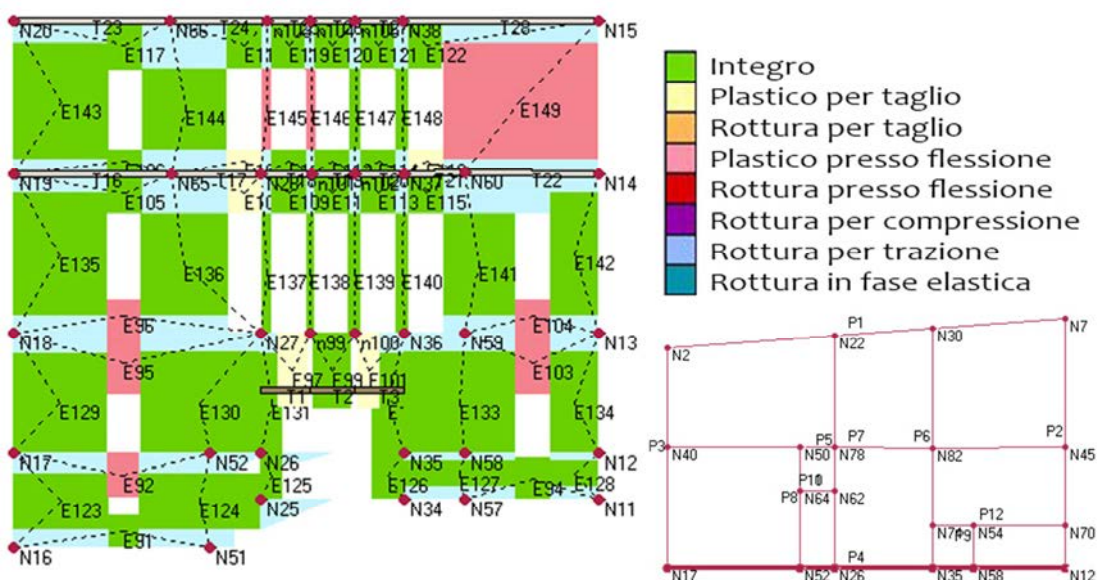


Figura 7.3-19: Dettagli dell'analisi 23: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

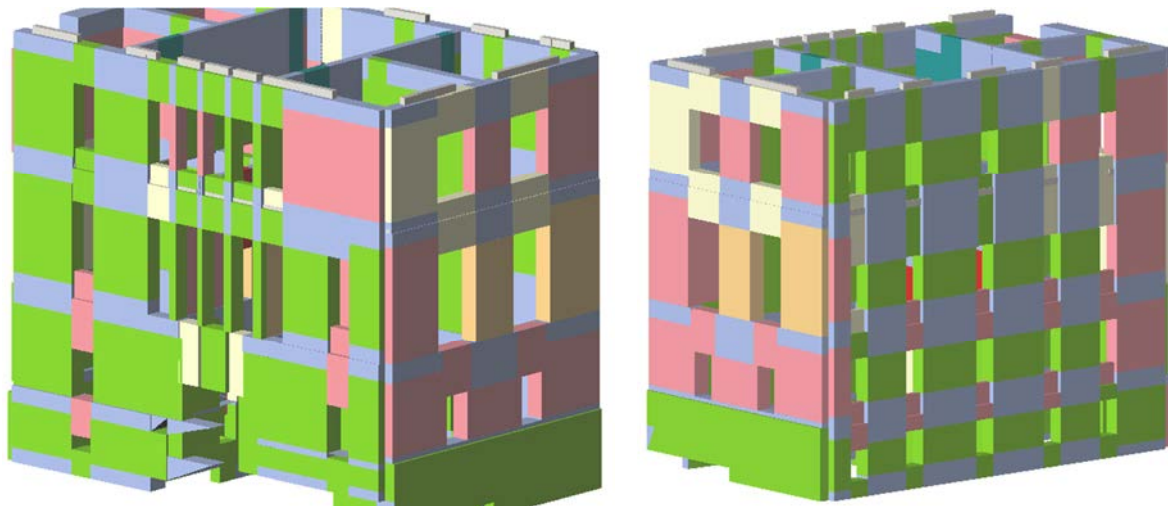


Figura 7.3-20: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 23, sottopasso 49 con sisma in direzione -Y.



Descrizione modello 4c LC2

Questo modello è stato realizzato partendo dal modello 3b, considerando l'edificio vincolato, con i due cordoli descritti precedentemente, in LC2, ipotizzando che vengano eseguiti gli interventi per il miglioramento della sicurezza sismica dell'edificio descritti precedentemente nell'analisi 4a e 4b.

I risultati delle analisi, riportati in Tabella 5.5-7, indicano che tutte le 12 analisi in direzione X, e 2 di quelle in direzione Y risultano soddisfatte allo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Analizzando i risultati si osserva che il valore più basso di α_u elaborato è pari a 0,65, in direzione Y, dunque la struttura è in grado di sopportare circa il 65% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), avente un periodo di ritorno TRD di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è più della metà di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_u è pari a 1,60, un valore molto soddisfacente. L'analisi 19, la più gravosa, che considera la direzione +Y, una distribuzione delle forze proporzionale al primo modo e una eccentricità del +5%, è riportata graficamente con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità. Analogamente vengono riportati anche i risultati relativi alla condizione più gravosa nella direzione opposta: all'analisi 15 che considera il sisma in direzione -X, con un'eccentricità del +5% e la distribuzione delle forze proporzionale al primo modo, corrisponde un α_u pari a 1,57, l'analisi risulta per tanto soddisfatta. Di seguito è riportata la tabella con i risultati delle 24 analisi, con indicate in giallo le due più onerose nelle direzioni X e Y; in verde sono segnate le analisi verificate, in rosso quelle non verificate.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD				SLO				
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0,0	0,20	1,20	0,48	Si	0,08	1,04	Si	0,06	1,04	Si	2,96	7,06
2	+X	1° modo	0,0	0,36	1,12	0,89	Si	0,15	0,96	Si	0,12	0,96	Si	1,67	3,90
3	-X	Masse	0,0	0,22	1,36	0,48	Si	0,09	0,72	Si	0,07	0,72	Si	3,00	5,79
4	-X	1° modo	0,0	0,40	1,28	0,89	Si	0,17	0,88	Si	0,13	0,88	Si	1,71	3,58
5	+Y	Masse	0,0	4,53	4,40	2,51	No	1,56	4,24	Si	1,11	3,20	Si	0,97	2,69
6	+Y	1° modo	0,0	5,74	3,84	3,91	No	1,87	3,20	Si	1,32	3,20	Si	0,67	1,71
7	-Y	Masse	0,0	4,88	4,96	2,41	Si	1,67	4,08	Si	1,18	2,72	Si	1,02	2,44
8	-Y	1° modo	0,0	6,05	4,72	3,46	No	1,97	3,60	Si	1,39	2,56	Si	0,78	1,83
9	+X	Masse	61,9	0,20	1,12	0,47	Si	0,08	1,12	Si	0,07	1,12	Si	2,88	7,30
10	+X	Masse	-61,9	0,20	1,28	0,49	Si	0,08	0,96	Si	0,06	0,96	Si	3,02	6,73
11	+X	1° modo	61,9	0,36	1,04	0,88	Si	0,15	0,96	Si	0,12	0,96	Si	1,61	3,90
12	+X	1° modo	-61,9	0,36	1,20	0,91	Si	0,15	0,96	Si	0,12	0,96	Si	1,72	3,86
13	-X	Masse	61,9	0,21	1,04	0,46	Si	0,09	1,04	Si	0,07	1,04	Si	2,76	6,94
14	-X	Masse	-61,9	0,22	1,68	0,52	Si	0,09	0,56	Si	0,07	0,56	Si	3,19	5,03
15	-X	1° modo	61,9	0,40	1,04	0,87	Si	0,16	0,96	Si	0,13	0,96	Si	1,57	3,80
16	-X	1° modo	-61,9	0,42	1,60	0,95	Si	0,17	0,72	Si	0,13	0,72	Si	1,85	3,11
17	+Y	Masse	98,3	5,24	4,32	2,39	No	1,76	3,44	Si	1,24	3,28	Si	0,83	1,95
18	+Y	Masse	-98,3	4,36	4,24	2,49	No	1,48	3,76	Si	1,08	3,12	Si	0,97	2,49
19	+Y	1° modo	98,3	6,00	3,92	3,77	No	1,96	3,28	Si	1,38	3,28	Si	0,65	1,68
20	+Y	1° modo	-98,3	5,44	3,68	3,91	No	1,80	3,12	Si	1,27	3,12	Si	0,68	1,74
21	-Y	Masse	98,3	5,11	5,04	2,40	No	1,73	4,00	Si	1,22	2,72	Si	0,99	2,32
22	-Y	Masse	-98,3	4,60	4,72	2,41	Si	1,60	4,08	Si	1,13	2,72	Si	1,02	2,55
23	-Y	1° modo	98,3	6,28	4,88	3,37	No	2,05	3,68	Si	1,44	2,64	Si	0,78	1,80
24	-Y	1° modo	-98,3	5,80	4,64	3,58	No	1,89	3,04	Si	1,33	2,56	Si	0,80	1,61

Table 1: Risultati delle analisi Modello 4c (sono evidenziate in giallo le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y).

MODELLO 4c, ANALISI 15 (-X)

NT 08: Verifica SLU soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

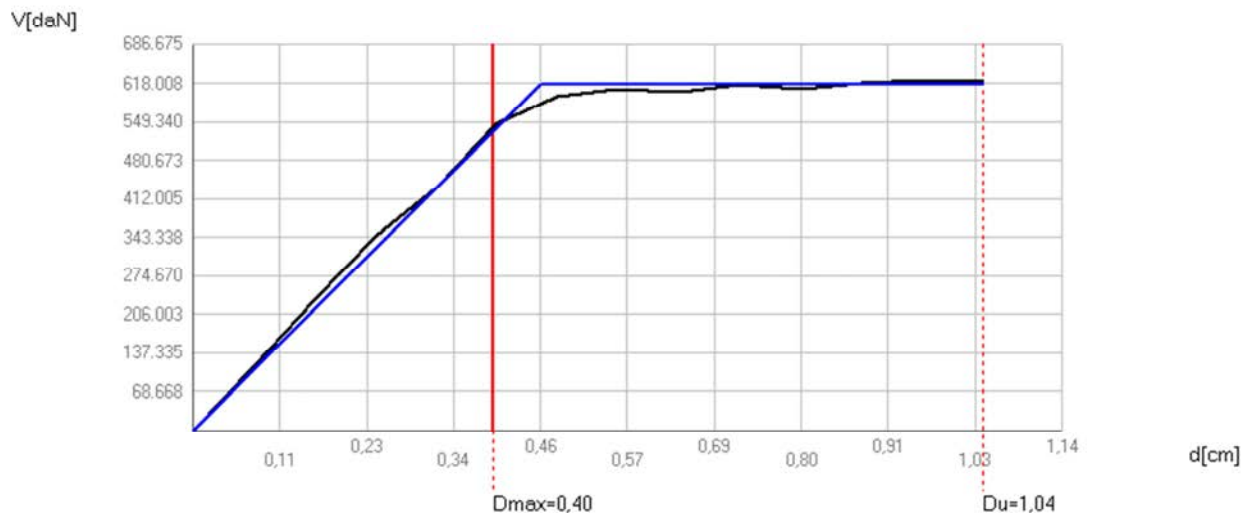


Figura 7.3-21: Curva di capacità nell'analisi 15 con sisma in direzione -X, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

Parametri di analisi: $T^* = 0,131$ s $m^* = 582.692,80$ kg $W = 2.713.692,13$ kg

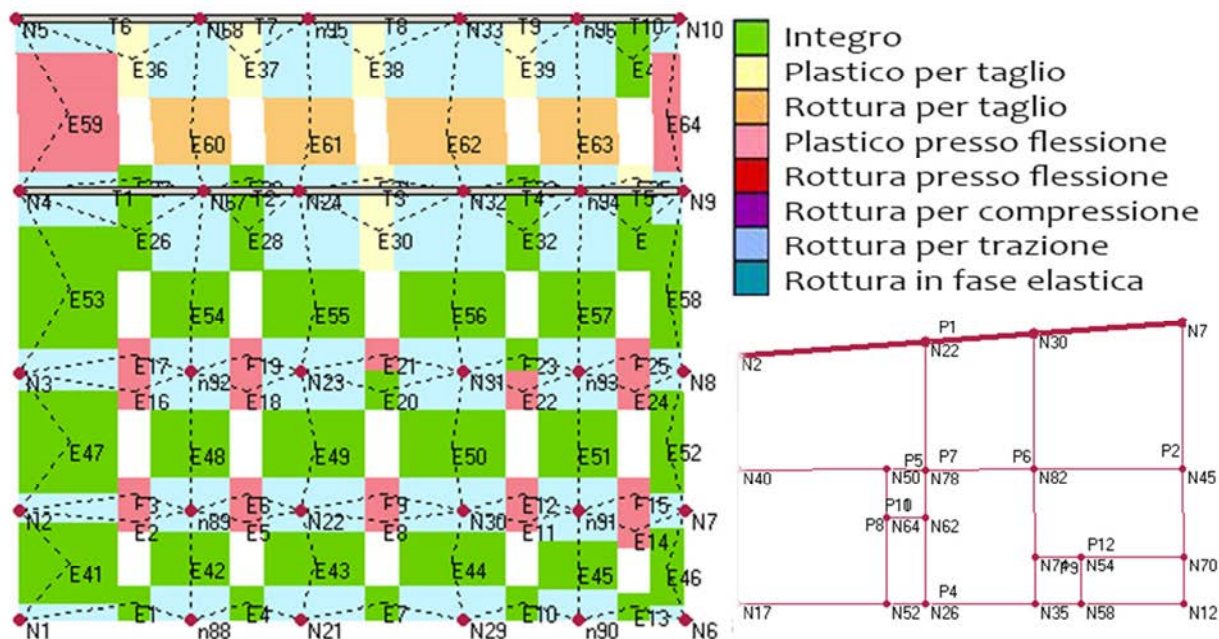


Figura 7.3-22: Dettagli dell'analisi 15: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Parametri di analisi: $T^* = 0,131$ s $m^* = 582.692,80$ kg $W = 2.713.692,13$ kg

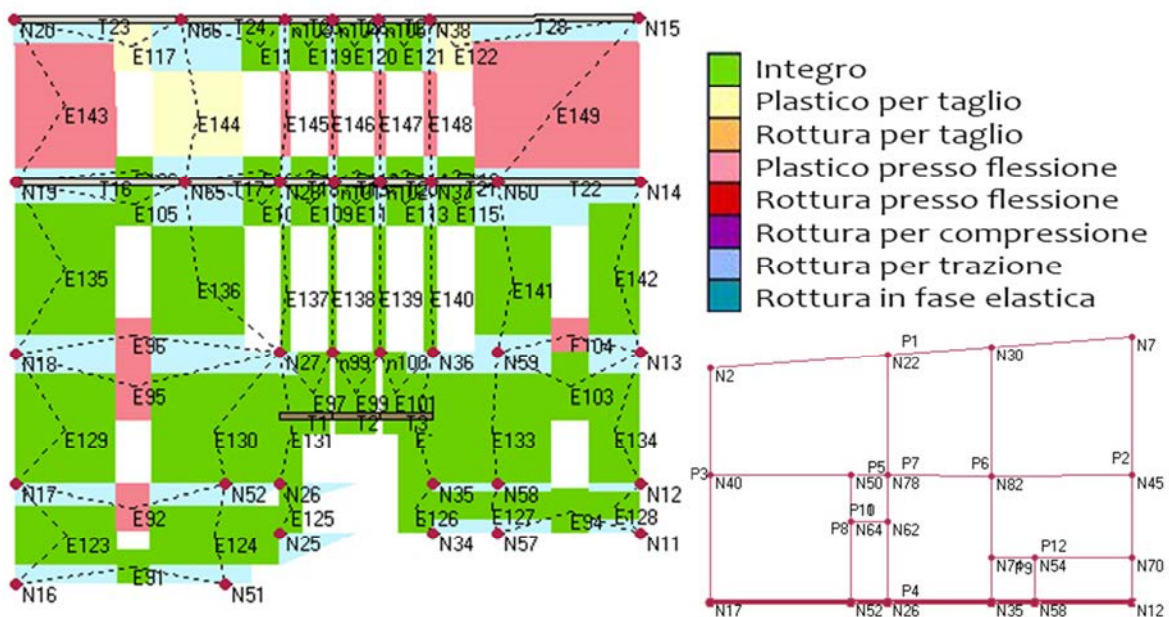


Figura 7.3-23: Dettagli dell'analisi 15: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

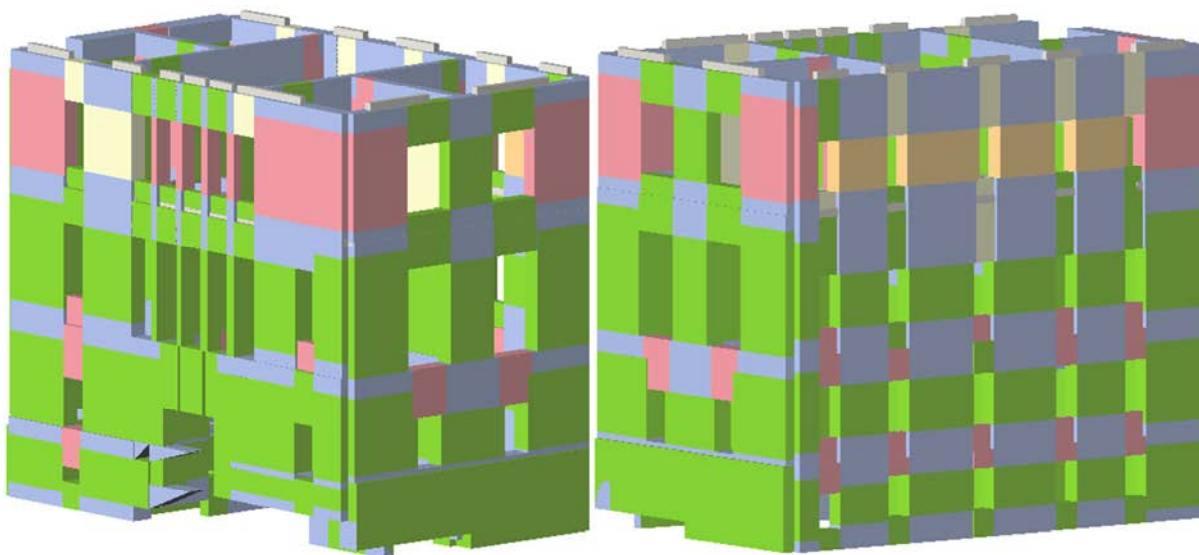


Figura 7.3-24: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 15, sottopasso 15 con sisma in direzione -X.

MODELLO 4c, ANALISI 19 (+Y)

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

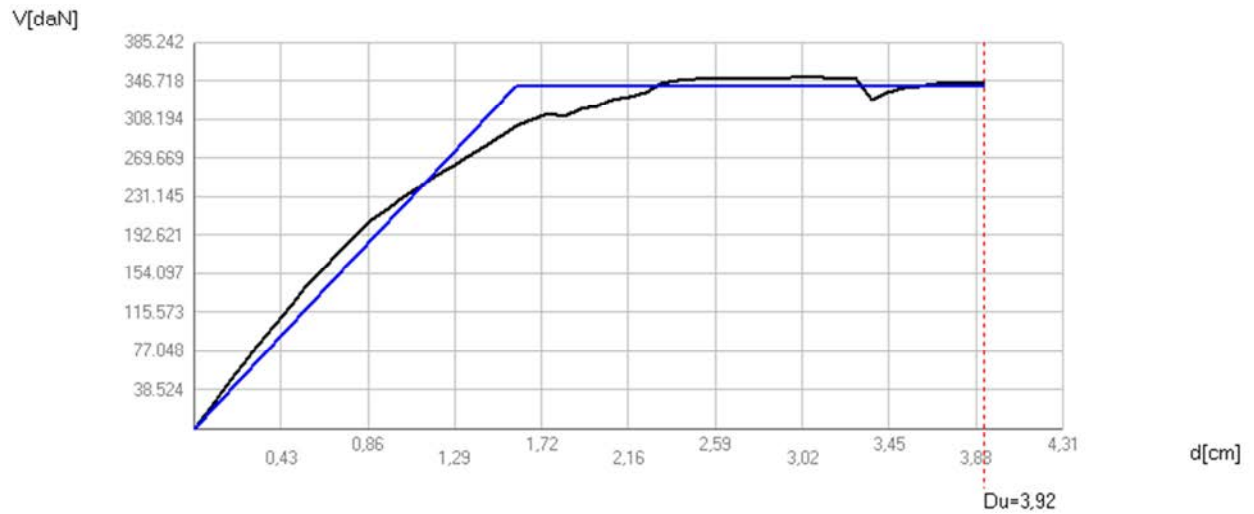


Figura 7.3-25: Curva di capacità nell'analisi 19 con sisma in direzione +Y, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

Parametri di analisi: $T^* = 0,477$ s $m^* = 1.234.518,46$ kg $W = 2.713.692,13$ kg

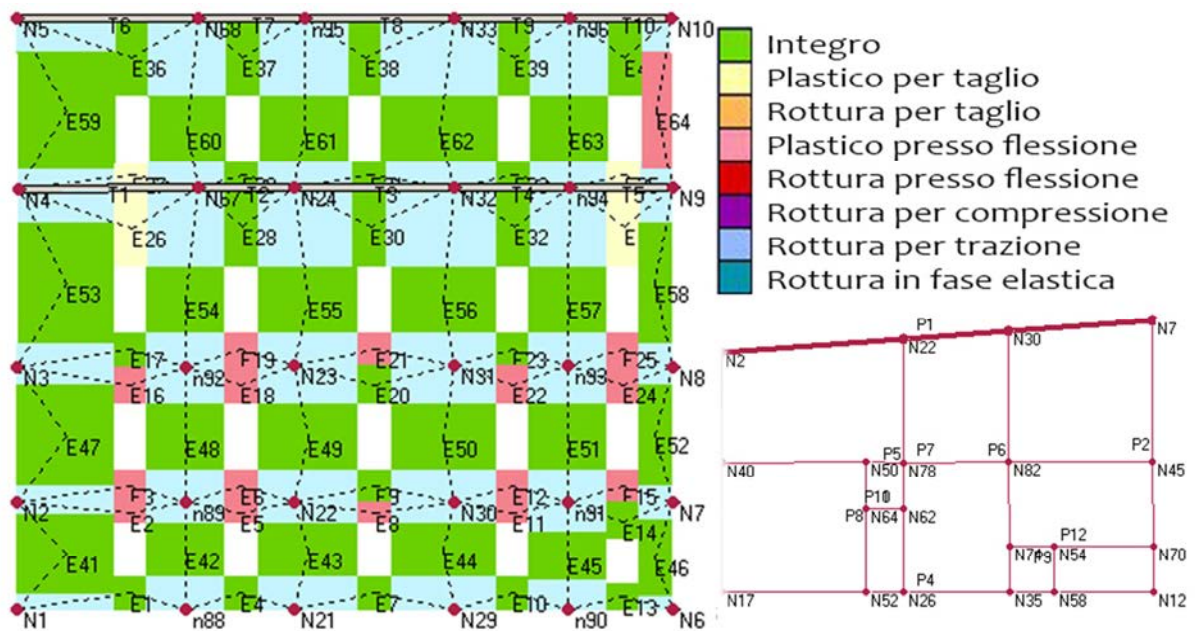


Figura 7.3-26: Dettagli dell'analisi 19: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Parametri di analisi: $T^* = 0,477$ s $m^* = 1.234.518,46$ kg $W = 2.713.692,13$ kg

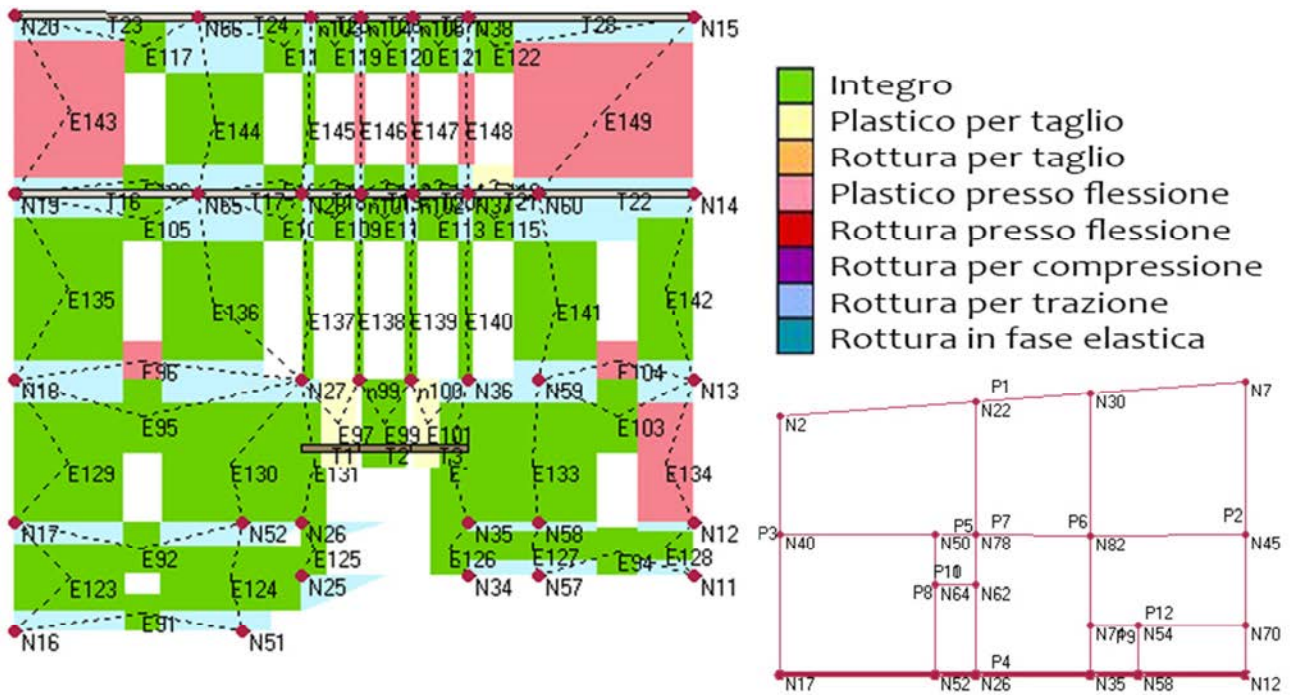


Figura 7.3-27: Dettagli dell'analisi 19: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

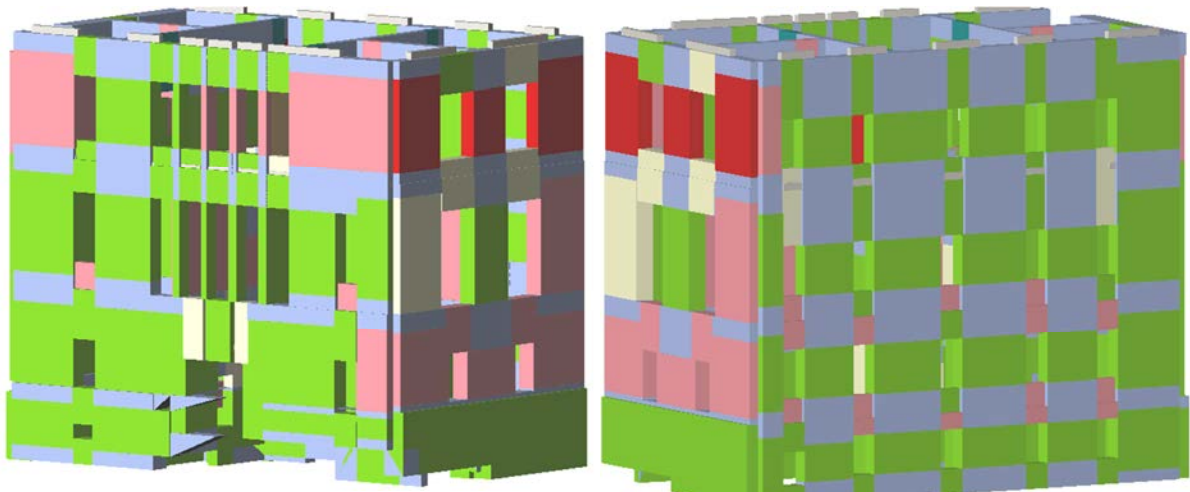


Figura 7.3-28: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 19, sottopasso 51 con sisma in direzione +Y.



Descrizione modello 5a LC1

Questo modello è stato realizzato partendo dal modello 3a, considerando l'edificio vincolato, con i due cordoli descritti precedentemente, in LC1, ipotizzando che venga cambiata la destinazione d'uso, facendo passare l'edificio da una classe d'uso III ad una classe d'uso II.

I risultati delle analisi, riportati in Tabella 5.5-7, indicano che tutte le 12 analisi in direzione X risultano soddisfatte allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, mentre nessuna delle 12 analisi relative alla direzione opposta soddisfa i requisiti imposti dalla normativa. Analizzando i risultati si osserva che il valore più basso di α_u elaborato è pari a

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

0,61, in direzione Y, dunque la struttura è in grado di sopportare circa il 61% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), avente un periodo di ritorno TRD di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è più della metà di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_u è pari a 1,16, un valore superiore all'unità. L'analisi 24, la più gravosa, che considera la direzione -Y, una distribuzione delle forze proporzionale al primo modo e una eccentricità del -5%, è riportata graficamente con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità. Analogamente vengono riportati anche i risultati relativi alla condizione più gravosa nella direzione opposta: all'analisi 15 che considera il sisma in direzione -X, con un'eccentricità del +5% e la distribuzione delle forze proporzionale al primo modo, corrisponde un α_u pari a 1,05, l'analisi risulta per tanto soddisfatta. Di seguito è riportata la tabella con i risultati delle 24 analisi, con indicate in giallo le due più onerose nelle direzioni X e Y; in verde sono segnate le analisi verificate, in rosso quelle non verificate.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD			SLO			Alfa u	Alfa e	
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]			Ver.
1	+X	Masse	0,0	0,28	0,88	0,61	Si	0,11	0,88	Si	0,08	0,88	Si	2,06	5,35
2	+X	1° modo	0,0	0,60	0,96	1,11	Si	0,18	0,96	Si	0,13	0,96	Si	1,24	3,71
3	-X	Masse	0,0	0,26	1,04	0,65	Si	0,11	0,72	Si	0,08	0,72	Si	2,17	4,76
4	-X	1° modo	0,0	0,64	0,88	1,17	Si	0,18	0,80	Si	0,13	0,80	Si	1,16	3,28
5	+Y	Masse	0,0	5,41	4,24	3,04	No	1,55	3,84	Si	1,12	2,80	Si	0,78	2,48
6	+Y	1° modo	0,0	6,53	4,80	3,47	No	1,87	3,28	Si	1,35	2,80	Si	0,74	1,75
7	-Y	Masse	0,0	5,29	3,92	2,90	No	1,52	2,88	Si	1,09	2,48	Si	0,74	1,90
8	-Y	1° modo	0,0	6,34	3,92	3,41	No	1,82	2,56	Si	1,31	2,40	Si	0,62	1,41
9	+X	Masse	61,9	0,27	0,88	0,60	Si	0,11	0,72	Si	0,08	0,72	Si	2,09	4,92
10	+X	Masse	-61,9	0,28	0,88	0,62	Si	0,11	0,88	Si	0,08	0,88	Si	2,02	5,28
11	+X	1° modo	61,9	0,60	0,80	1,11	Si	0,18	0,72	Si	0,13	0,72	Si	1,14	3,15
12	+X	1° modo	-61,9	0,63	1,04	1,14	Si	0,18	0,96	Si	0,14	0,96	Si	1,28	3,66
13	-X	Masse	61,9	0,26	0,72	0,64	Si	0,10	0,72	Si	0,08	0,72	Si	1,90	4,88
14	-X	Masse	-61,9	0,27	0,96	0,68	Si	0,11	0,56	Si	0,08	0,56	Si	2,01	4,10
15	-X	1° modo	61,9	0,64	0,72	1,20	Si	0,17	0,72	Si	0,13	0,72	Si	1,05	3,09
16	-X	1° modo	-61,9	0,70	0,96	1,25	Si	0,18	0,96	Si	0,13	0,96	Si	1,17	3,54
17	+Y	Masse	98,3	5,64	4,32	2,90	No	1,62	3,68	Si	1,17	2,88	Si	0,76	2,27
18	+Y	Masse	-98,3	5,25	4,16	3,12	No	1,51	3,84	Si	1,09	2,80	Si	0,79	2,55
19	+Y	1° modo	98,3	6,75	4,96	3,38	No	1,93	3,52	Si	1,39	2,88	Si	0,73	1,82
20	+Y	1° modo	-98,3	6,23	4,64	3,63	No	1,79	3,36	Si	1,29	2,64	Si	0,74	1,88
21	-Y	Masse	98,3	5,47	3,92	2,80	No	1,57	2,88	Si	1,13	2,56	Si	0,72	1,84
22	-Y	Masse	-98,3	5,13	3,84	2,98	No	1,47	2,88	Si	1,06	2,48	Si	0,75	1,96
23	-Y	1° modo	98,3	6,61	4,16	3,28	No	1,90	2,72	Si	1,37	2,48	Si	0,63	1,44
24	-Y	1° modo	-98,3	6,12	3,76	3,51	No	1,75	3,04	Si	1,26	2,32	Si	0,61	1,73

Table 2: Risultati delle analisi Modello 5a (sono evidenziate in giallo le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y).

MODELLO 5a, ANALISI 15 (-X)

NT 08: Verifica SLU soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

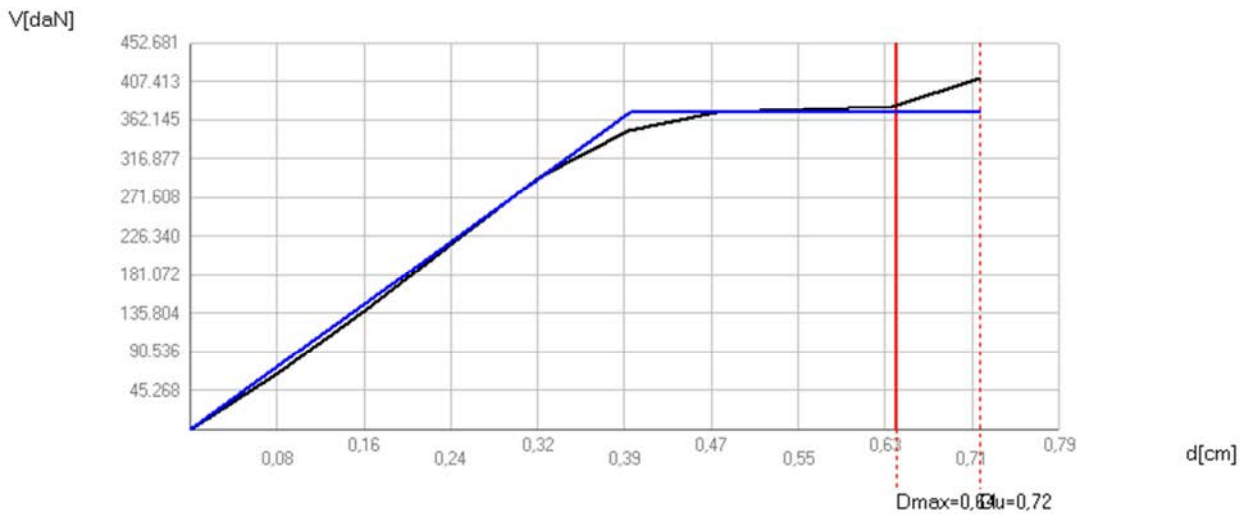


Figura 7.3-29: Curva di capacità nell'analisi 15 con sisma in direzione -X, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

Parametri di analisi: $T^* = 0,150$ s $m^* = 527.013,17$ kg $W = 2.713.692,13$ kg

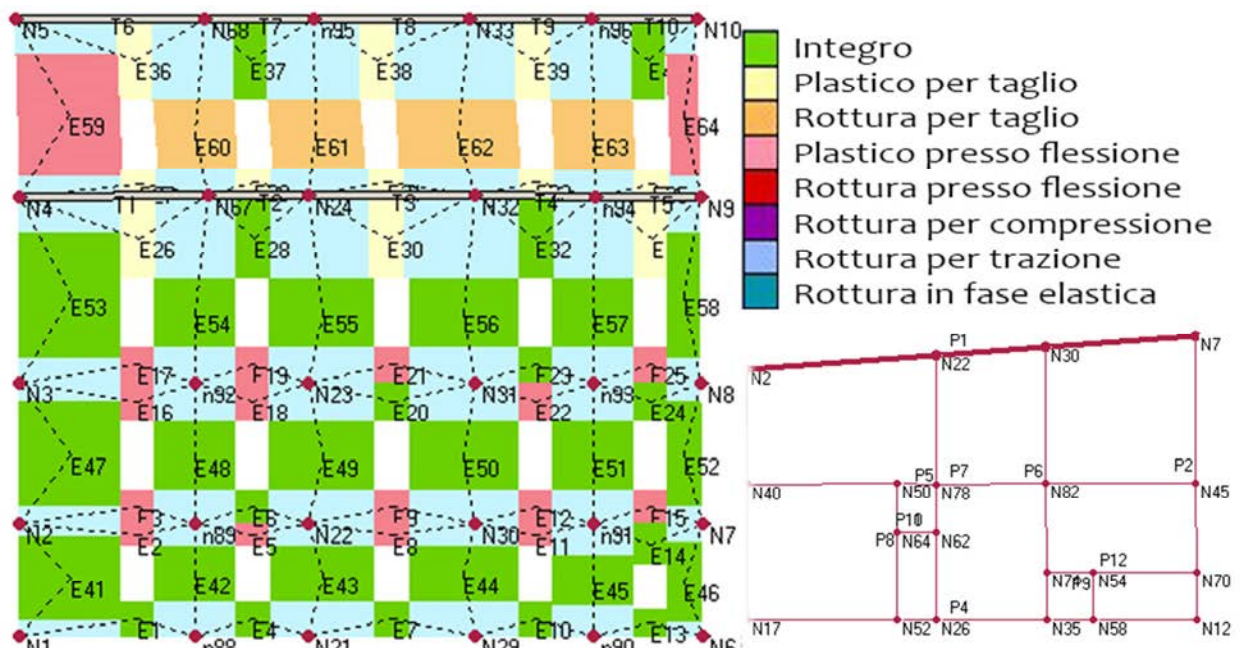


Figura 7.3-30: Dettagli dell'analisi 15: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Parametri di analisi: $T^* = 0,150$ s $m^* = 527.013,17$ kg $W = 2.713.692,13$ kg

Analisi strutturale e aggiornamento della vulnerabilità sismica del Palazzo del Comune di Belluno
(Palazzo Rosso)

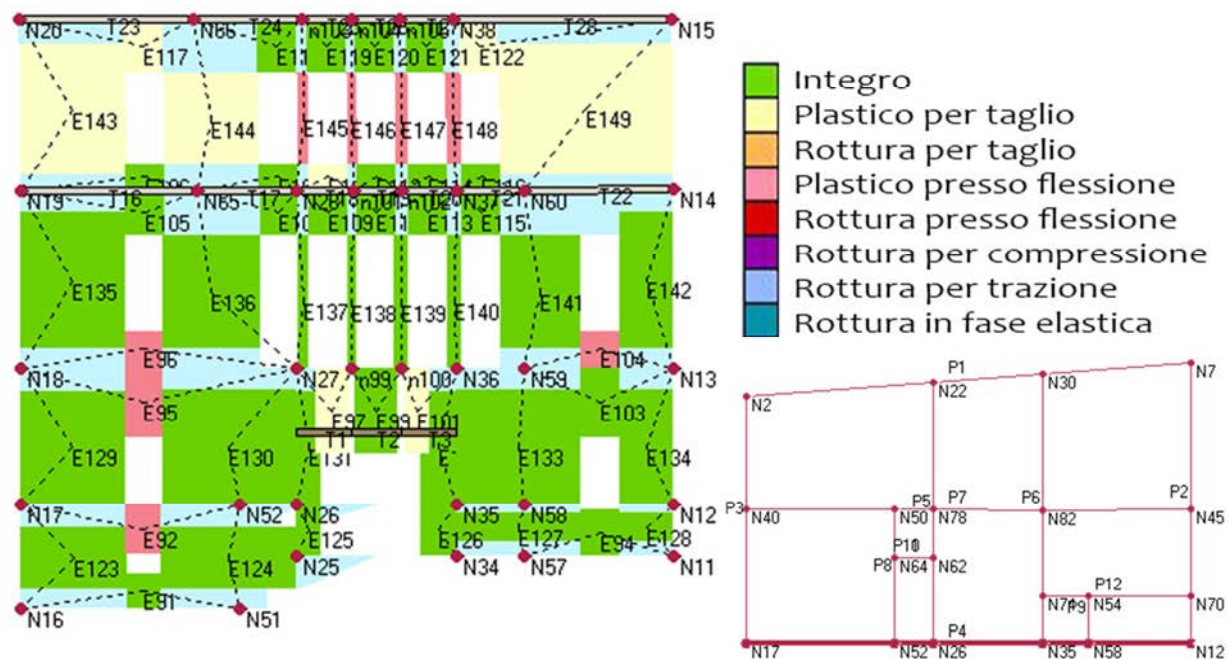


Figura 7.3-31: Dettagli dell'analisi 15: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

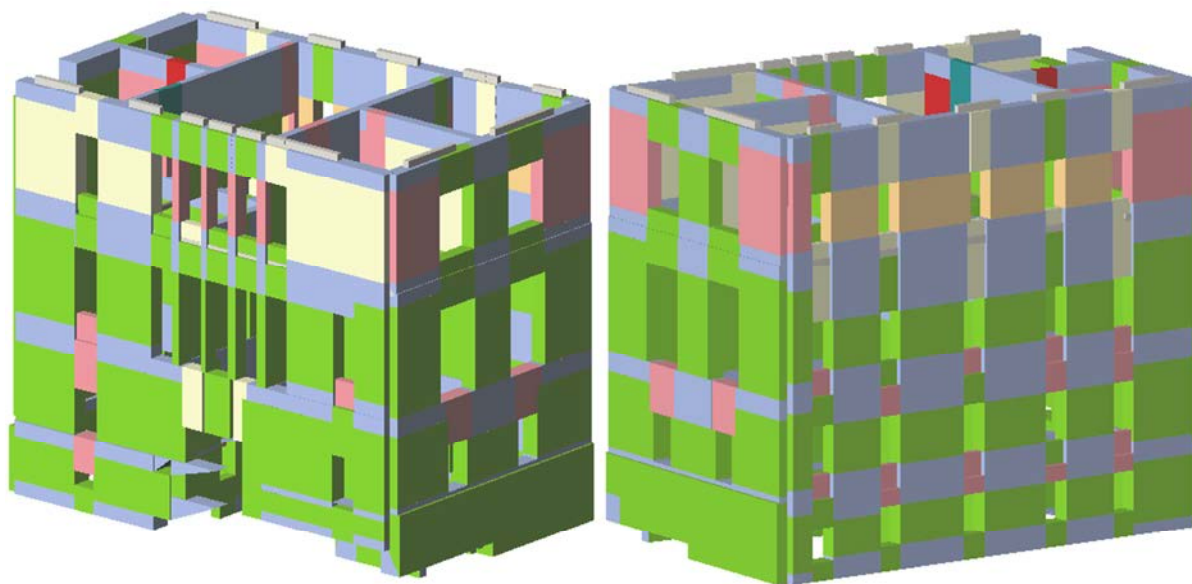


Figura 7.3-32: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 15, sottopasso 11 con sisma in direzione -X.

MODELLO 5a, ANALISI 24 (-Y)

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

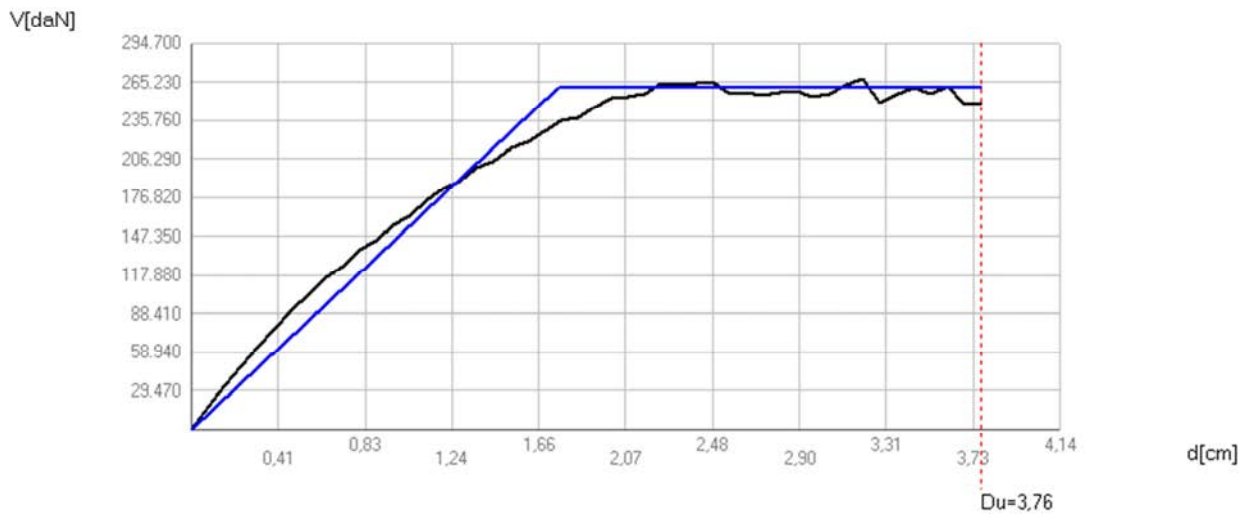


Figura 7.3-33: Curva di capacità nell'analisi 24 con sisma in direzione -Y, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

Parametri di analisi: $T^* = 0,573 \text{ s}$ $m^* = 1.244.753,38 \text{ kg}$ $W = 2.713.692,13 \text{ kg}$

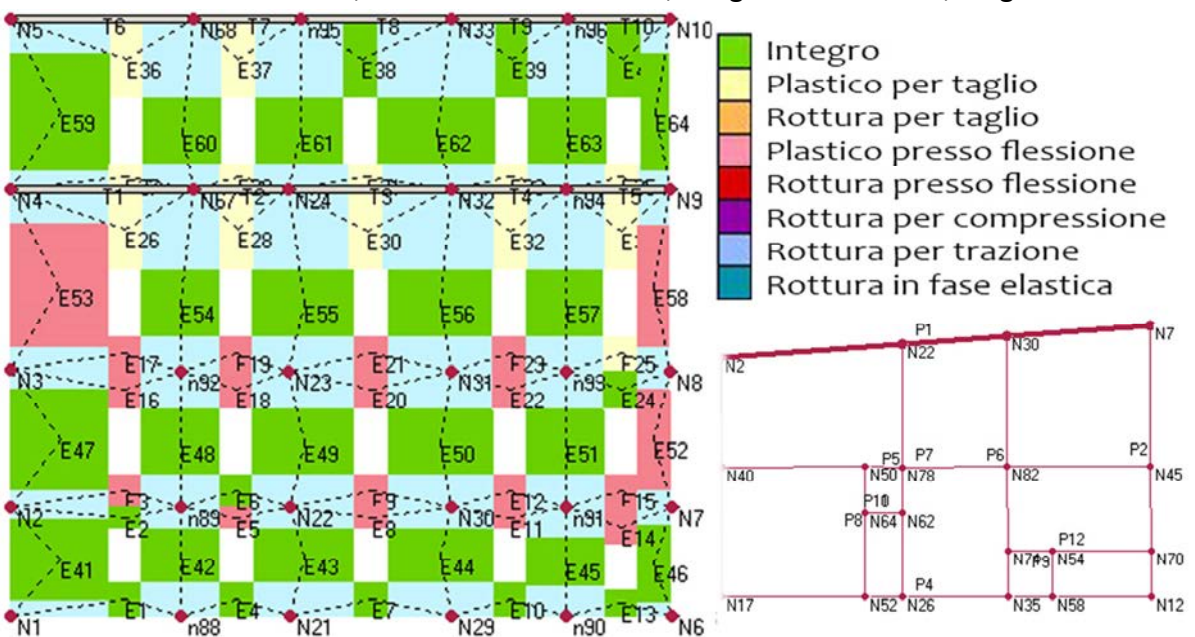


Figura 7.3-34: Dettagli dell'analisi 24: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Parametri di analisi: $T^* = 0,573 \text{ s}$ $m^* = 1.244.753,38 \text{ kg}$ $W = 2.713.692,13 \text{ kg}$

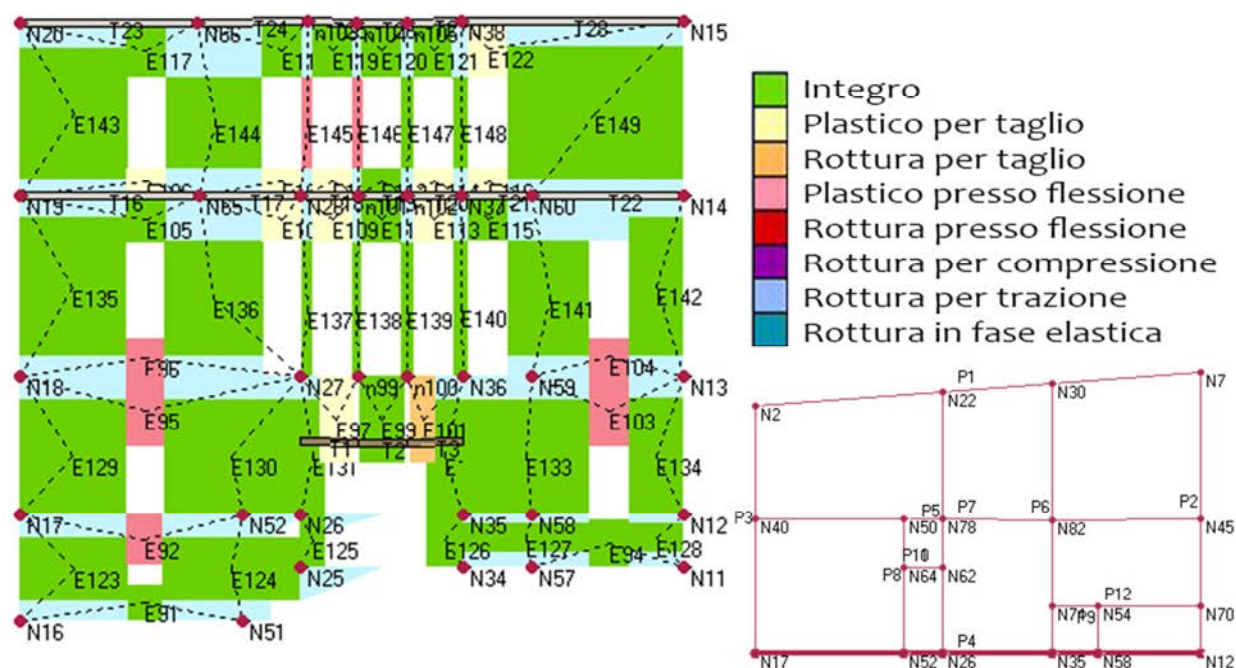


Figura 7.3-35: Dettagli dell'analisi 24: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

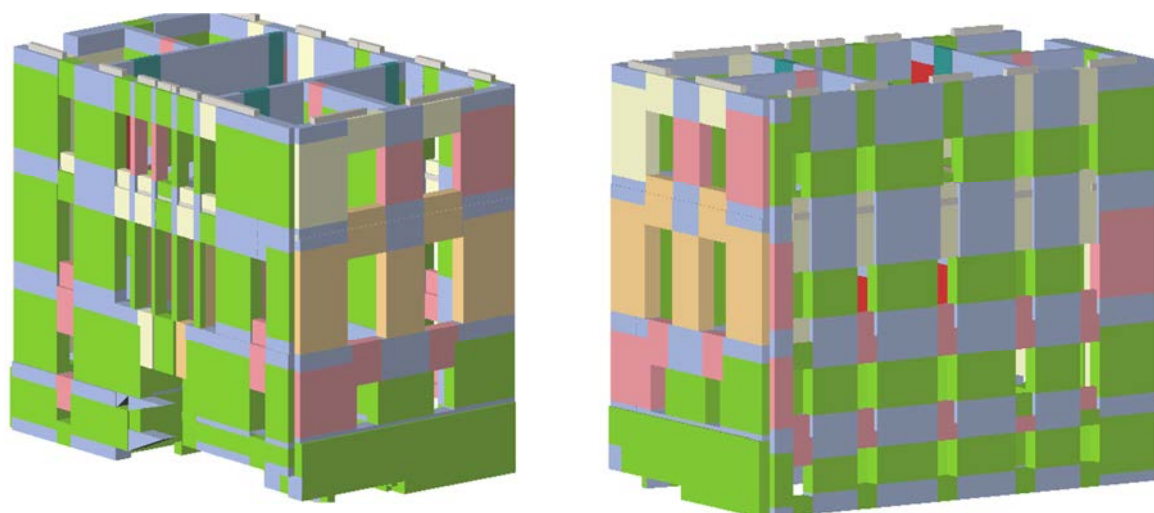


Figura 7.3-36: : Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 24, sottopasso ultimo, con sisma in direzione -Y.

Descrizione modello 5b LC2

Questo modello è stato realizzato partendo dal modello 3b, considerando l'edificio vincolato, con i due cordoli descritti precedentemente, in LC2, ipotizzando che venga cambiata la destinazione d'uso, facendo passare l'edificio da una classe d'uso III ad una classe d'uso II.

I risultati delle analisi, riportati in , indicano che tutte le 12 analisi in direzione X risultano soddisfatte allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, mentre 9 delle 12 analisi relative alla direzione opposta non soddisfano i requisiti imposti dalla normativa. Analizzando i risultati si osserva che il valore più basso di α_u elaborato è pari a 0,72, in direzione Y,

dunque la struttura è in grado di sopportare circa il 72% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), avente un periodo di ritorno TRD di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è più della metà di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_u è pari a 1,39, un valore superiore all'unità. L'analisi 8, la più gravosa, che considera la direzione -Y, una distribuzione delle forze proporzionale al primo modo e una eccentricità nulla, è riportata graficamente con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità. Analogamente vengono riportati anche i risultati relativi alla condizione più gravosa nella direzione opposta: all'analisi 15 che considera il sisma in direzione -X, con un'eccentricità del +5% e la distribuzione delle forze proporzionale al primo modo, corrisponde un α_u pari a 1,22, l'analisi risulta per tanto soddisfatta. Di seguito è riportata la tabella con i risultati delle 24 analisi, con indicate in giallo le due più onerose nelle direzioni X e Y; in verde sono segnate le analisi verificate, in rosso quelle non verificate.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	SLV				SLD				SLO				Alfa u	Alfa e
			Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.			
1	+X	Masse	0,0	0,27	0,96	0,51	Si	0,11	0,72	Si	0,08	0,72	Si	2,36	5,37	
2	+X	1° modo	0,0	0,51	0,96	0,94	Si	0,18	0,80	Si	0,13	0,80	Si	1,35	3,59	
3	-X	Masse	0,0	0,26	1,12	0,53	Si	0,11	0,88	Si	0,08	0,88	Si	2,51	5,84	
4	-X	1° modo	0,0	0,49	1,12	1,00	Si	0,17	0,88	Si	0,13	0,88	Si	1,43	3,73	
5	+Y	Masse	0,0	5,35	4,72	2,72	No	1,53	4,08	Si	1,10	2,80	Si	0,88	2,66	
6	+Y	1° modo	0,0	6,41	5,84	3,12	No	1,84	3,68	Si	1,32	2,80	Si	0,91	2,00	
7	-Y	Masse	0,0	5,38	5,76	2,42	Si	1,54	3,76	Si	1,11	2,56	Si	1,07	2,44	
8	-Y	1° modo	0,0	6,31	4,56	3,06	No	1,81	3,60	Si	1,30	2,48	Si	0,72	1,99	
9	+X	Masse	61,9	0,27	0,88	0,51	Si	0,11	0,80	Si	0,08	0,80	Si	2,29	5,62	
10	+X	Masse	-61,9	0,28	0,96	0,52	Si	0,11	0,72	Si	0,08	0,72	Si	2,33	5,30	
11	+X	1° modo	61,9	0,50	0,88	0,94	Si	0,18	0,80	Si	0,13	0,80	Si	1,30	3,60	
12	+X	1° modo	-61,9	0,51	1,12	0,96	Si	0,18	0,88	Si	0,14	0,88	Si	1,44	3,74	
13	-X	Masse	61,9	0,25	0,80	0,53	Si	0,10	0,80	Si	0,08	0,80	Si	2,21	5,67	
14	-X	Masse	-61,9	0,27	1,83	0,67	Si	0,11	0,56	Si	0,08	0,56	Si	2,91	4,16	
15	-X	1° modo	61,9	0,48	0,80	1,01	Si	0,17	0,80	Si	0,13	0,80	Si	1,22	3,56	
16	-X	1° modo	-61,9	0,62	1,04	1,14	Si	0,18	0,56	Si	0,13	0,56	Si	1,29	2,74	
17	+Y	Masse	98,3	5,53	4,80	2,63	No	1,59	4,08	Si	1,14	2,88	Si	0,87	2,57	
18	+Y	Masse	-98,3	5,18	4,56	2,78	No	1,49	4,08	Si	1,07	2,80	Si	0,88	2,75	
19	+Y	1° modo	98,3	6,58	5,12	3,09	No	1,89	3,76	Si	1,36	2,88	Si	0,78	1,99	
20	+Y	1° modo	-98,3	6,16	5,60	3,21	No	1,77	3,52	Si	1,27	2,72	Si	0,91	1,99	
21	-Y	Masse	98,3	5,51	5,28	2,38	No	1,58	3,68	Si	1,14	2,56	Si	0,96	2,33	
22	-Y	Masse	-98,3	5,19	6,16	2,56	Si	1,49	3,76	Si	1,07	2,48	Si	1,17	2,53	
23	-Y	1° modo	98,3	6,57	4,80	2,95	No	1,88	3,76	Si	1,36	2,48	Si	0,73	2,00	
24	-Y	1° modo	-98,3	6,13	4,48	3,11	No	1,76	3,52	Si	1,27	2,40	Si	0,73	2,01	

Tabella 7.3-3: Risultati delle analisi Modello 5 (sono evidenziate in giallo le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y).

MODELLO 5b, ANALISI 15 (-X)

NT 08: Verifica SLU soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

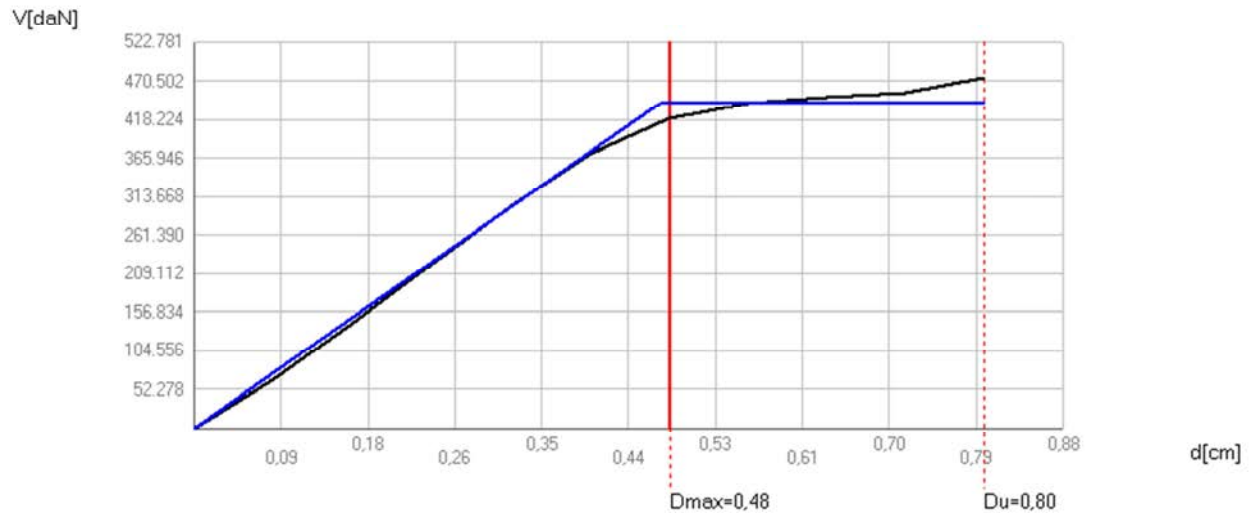


Figura 7.3-37: Curva di capacità nell'analisi 15 con sisma in direzione -X, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE .

Parametri di analisi: $T^* = 0,149$ s $m^* = 527.013,17$ kg $W = 2.713.629,13$ kg

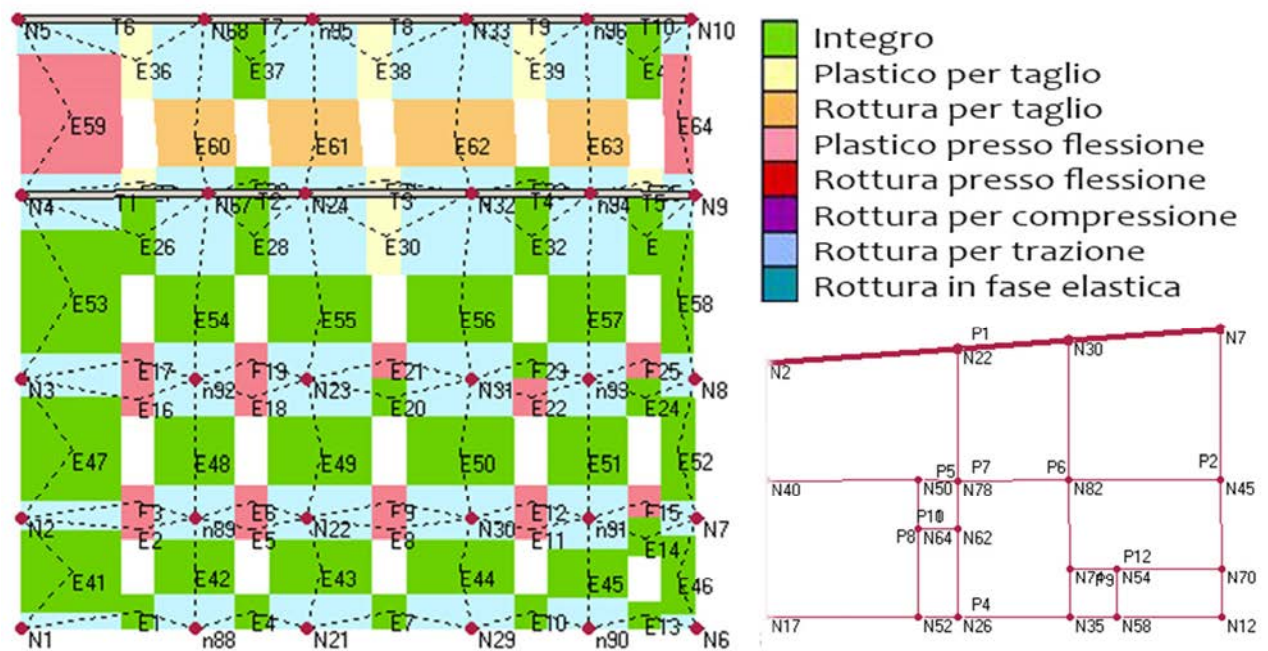


Figura 7.3-38: Dettagli dell'analisi 15: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

Parametri di analisi: $T^* = 0,149$ s $m^* = 527.013,17$ kg $W = 2.713.629,13$ kg

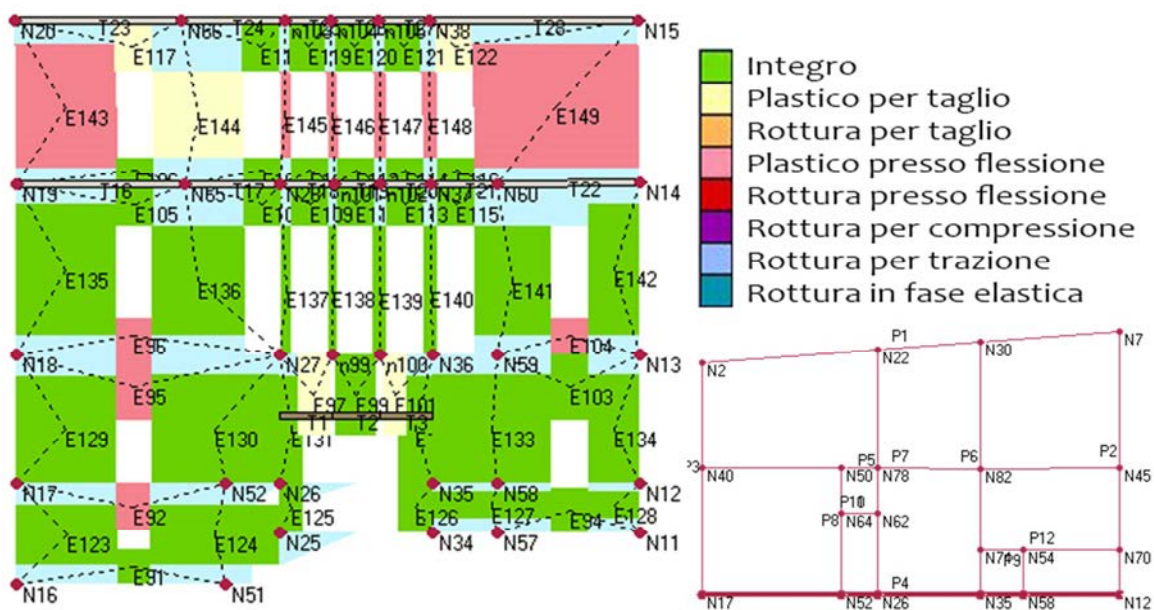


Figura 7.3-39: Dettagli dell'analisi 15: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

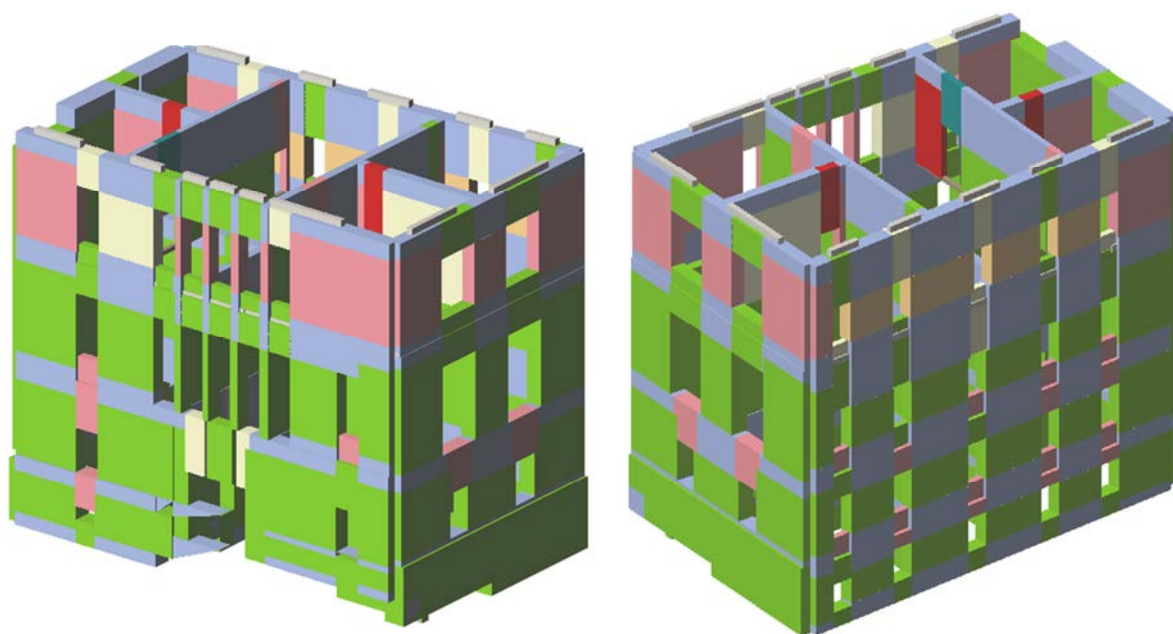


Figura 7.3-40: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 15, ultimo sottopasso, con sisma in direzione -X.

MODELLO 5b, ANALISI 8 (-Y)

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

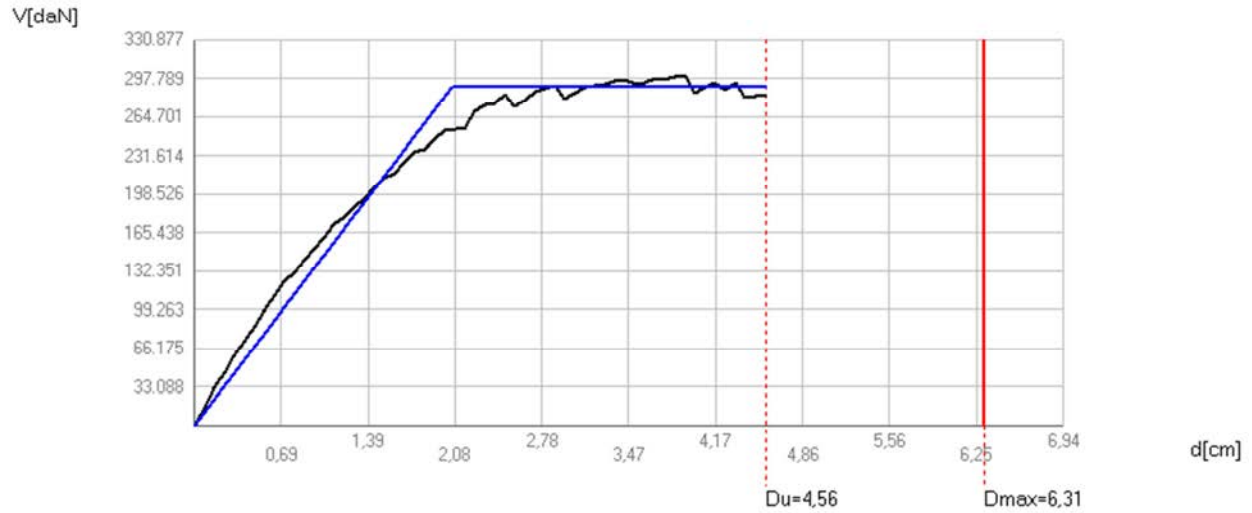


Figura 7.3-41: Curva di capacità nell'analisi 8 con sisma in direzione -Y, dove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo SLU e allo SLE.

Parametri di analisi: $T^* = 0,591$ s $m^* = 1.244.753,38$ kg $W = 2.713.692,13$ kg

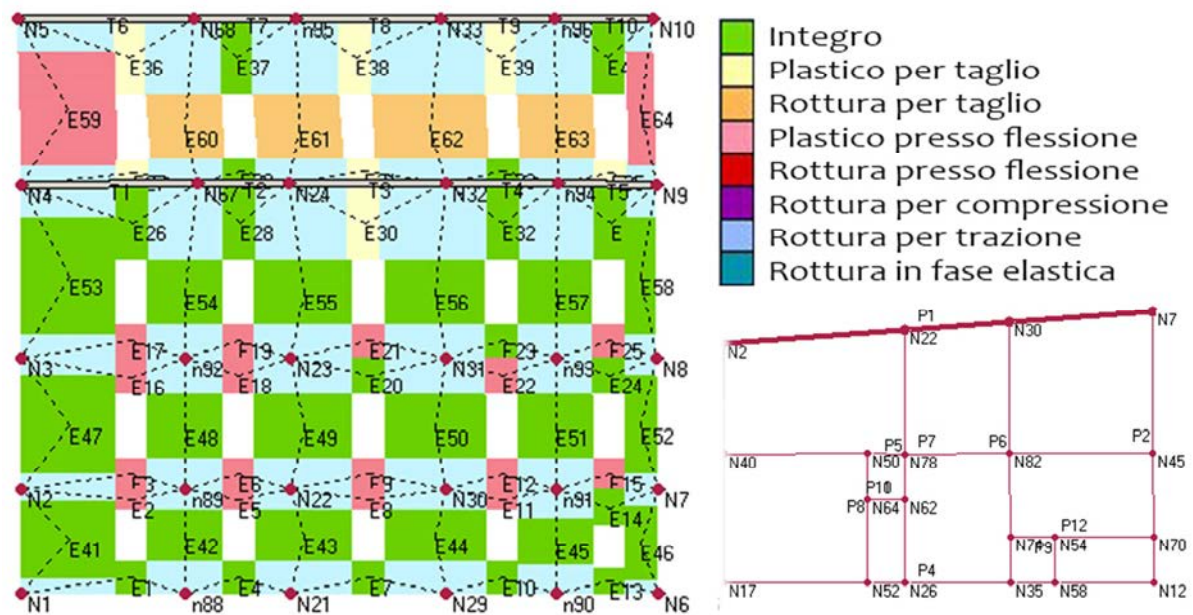


Figura 7.3-42: Dettagli dell'analisi 8: configurazione finale della parete 1 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

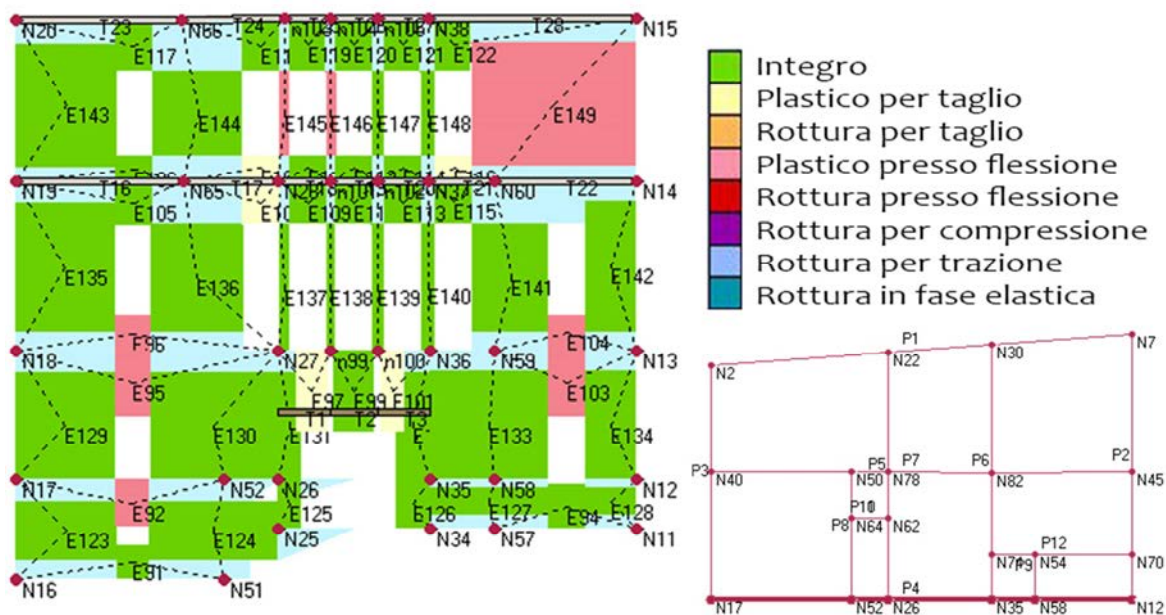


Figura 7.3-43: Dettagli dell'analisi 8: configurazione finale della parete 4 deformata all'ultimo step dell'analisi e corrispondente localizzazione in pianta al secondo livello.

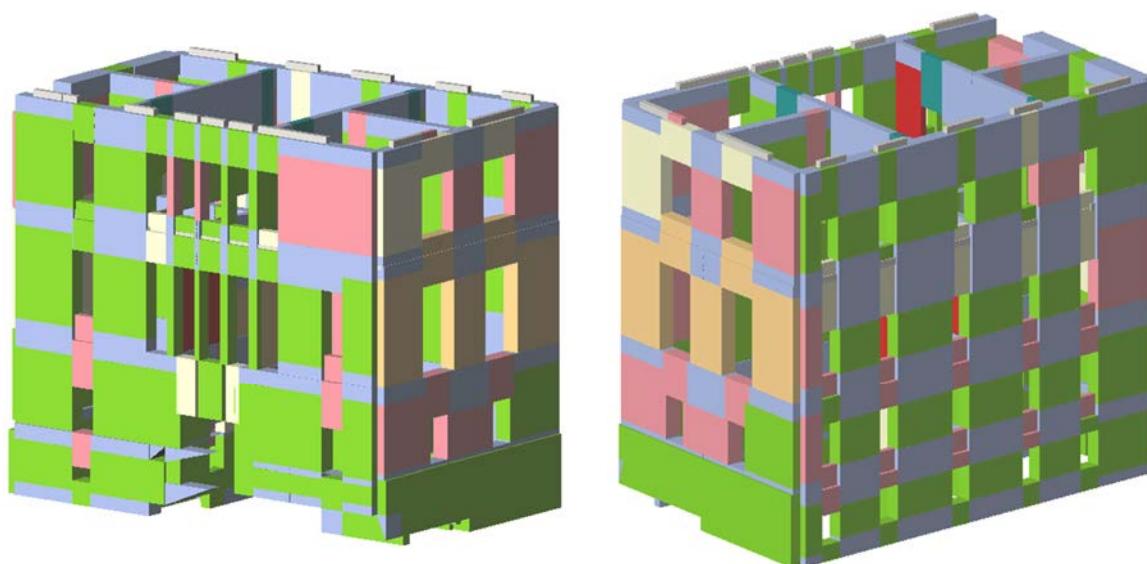


Figura 7.3-44: Modello 3D di Palazzo Rosso (vista nord e vista ovest) allo SLV nell'analisi 8, ultimo sottopasso, con sisma in direzione -Y.

RINGRAZIAMENTI

Un sentito ringraziamento alla prof. Maria Rosa Valluzzi, relatrice di questa tesi, per l'entusiasmo e l'incoraggiamento che mi ha trasmesso.

Ringrazio i correlatori di questo lavoro, i prof. Andrea Giordano, Umberto Turrini e Stefano Zaggia, per la competenza, l'interesse e la disponibilità che hanno dimostrato.

Ringrazio di cuore l'ing. Munari, per il prezioso aiuto, la pazienza e i consigli.

Un doveroso ringraziamento alla dottoressa Orietta Ceiner, per la pazienza, la competenza e la gentilezza con cui mi ha guidato tra l'Archivio del Comune di Belluno.

Ringrazio anche l'ing. Lucio Lussu, e Michela Negretto per l'aiuto nel rilievo di Palazzo Rosso. Un pensiero a tutti coloro che hanno saputo indirizzarmi e fornirmi informazioni negli uffici di Belluno, come Alessandra Venturelli e tutti gli altri collaboratori, oltre all'architetto Giovanni Pante e il giornalista Marco Perale.

Ringrazio anche chi ha fatto sì che imparassi a cavarmela da sola.

Un doveroso ed enorme ringraziamento va a tutti coloro che mi hanno supportato (e sopportato fin ora), in modo particolare alla mia famiglia e agli insostituibili amici.