



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile-Architettura

ANALISI LINEARE E NON LINEARE DEL COMPLESSO PARROCCHIALE
DELLA CHIESA DEI SS PIETRO, PAOLO E DONATO DI CORRIDONIA
LINEAR AND NON-LINEAR ANALYSIS OF THE BUILDING COMPLEX OF THE
CHURCH OF SAINTS PETER, PAUL AND DONATO IN CORRIDONIA

Relatore: Chiar.mo
Prof. Ing. **Roberto Capozucca**

Tesi di Laurea di:
Lucilla Pizzi
matr.: 1056607

Correlatore
Dott. Ing. **Maria Vittoria Vecchietti**

A.A. 2020 / 2021

Indice

Premessa	2
Cap 1 Introduzione.....	4
Cap 2 Muratura come sistema strutturale	7
2.1 Proprietà meccaniche della muratura	8
2.2 Stati tensionali	9
2.3 Resistenza a compressione nelle norme	11
2.4 Resistenza a taglio nelle norme.....	12
2.5 Moduli di elasticità nelle norme.....	13
2.6 Organizzazione strutturale.....	13
2.7 Meccanismi di collasso	15
2.8 Il pannello	17
Cap 3 Modellazione strutturale	20
3.1 Modelli FEM.....	20
3.1.1 I modelli continui	21
3.1.2 I modelli discontinui (micro-modellazione).....	22
3.2 Modelli a telaio equivalente.....	23
3.2.1 Metodo POR.....	24
3.2.2 Metodo telaio equivalente	25
Cap 4 Criteri di analisi	31
4.1 Storia sismica del territorio ed evoluzione normativa	31
4.2 Sistemi strutturali dissipativi e non dissipativi	34
4.3 Criteri di progettazione.....	35
4.4 Criteri di analisi	37
4.4.1 Analisi lineare.....	37
4.4.2 Analisi non lineare	38
4.4.3 Analisi statica e dinamica	39
4.5 Criteri di analisi in normativa.....	40
Cap 5 Complesso parrocchiale della chiesa dei SS Pietro, Paolo e Donato	52
5.1 Inquadramento	54
5.2 Inquadramento sismico	55
5.2.1 Rischio sismico	55
5.2.2 Azione sismica in normativa	57

5.2.3	Microzonazione.....	58
5.3	Stato di Fatto	60
5.3.1	Rilievo geometrico.....	60
5.3.2	Stato del danno.....	61
5.4	Rilievo strutturale	69
5.4.1	Caratterizzazione meccanica dei materiali	70
5.4.2	Schedatura dei solai.....	84
5.5	Modellazione	106
5.6	Definizione azione sismica.....	109
5.7	Verifiche	111
5.7.1	Verifiche statiche	112
5.7.2	Analisi statica non lineare	121
5.6	Analisi cinematica	138
5.6.1	Verifiche agli stati limite	139
5.6.2	Dati di in-put	141
5.6.3	Dati di out-put	142
5.6.4	Ribaltamento semplice	143
Cap 6	Conclusioni.....	163
	Bibliografia.....	167

Premessa

Il seguente lavoro di tesi ha per oggetto lo studio di un edificio in muratura al fine di analizzarne il comportamento strutturale e individuarne le eventuali vulnerabilità. La scelta della tipologia strutturale è legata a ragioni storiche e culturali, nonché al contesto edilizio locale; tali considerazioni vengono approfondite nel capitolo seguente.

Prima di avviarci all'approccio del fabbricato oggetto di studio occorre operare delle riflessioni su temi funzionali all'analisi ed elaborare delle considerazioni preliminari; in particolare, nel secondo capitolo saranno trattate le caratteristiche del sistema costruttivo "muratura", a partire dallo studio delle proprietà meccaniche del materiale e arrivando a trattare il comportamento globale del sistema strutturale; quindi, verrà chiarito come tali riflessioni trovino interpretazione nell'attuale normativa tecnica.

Nel capitolo terzo vengono presentate le diverse strategie di modellazione, fondamentalmente distinguibili in due grandi famiglie: agli elementi finiti o a telaio equivalente. Di ciascun gruppo ne vengono illustrate le tipologie appartenenti, indicandone evoluzione, ambiti di applicazione e peculiarità.

Si procede quindi con la presentazione dei criteri di analisi proposti in normativa, premettendo la spiegazione della distinzione tra sistemi dissipativi e non dissipativi.

Successivamente si procede con lo studio dell'organismo edilizio oggetto di studio, nello specifico il complesso parrocchiale adiacente alla chiesa dei SS Pietro, Paolo e Donato di Corridonia; tale studio si articola in una fase conoscitiva preliminare, volta a determinare le caratteristiche geometriche e strutturali del fabbricato; quindi, saranno condotte le verifiche statiche e statiche non lineari, eseguite con il supporto informatico del programma di calcolo AedesPCM. Infine, verranno condotte le analisi cinematiche al fine di individuare vulnerabilità nei confronti di meccanismi di collasso locali per perdita di stabilità.

Cap 1

Introduzione

Nell'ambito dell'“esistente”, le costruzioni in muratura rappresentano una cospicua parte del patrimonio edilizio italiano.

Limitatamente agli edifici ad uso residenziale, un censimento dell'ISTAT del 2001 riporta che il patrimonio attuale si attesta sui 7 milioni di unità e tra queste una percentuale significativa risale a prima del 1919 e più della metà ha un'età superiore ai 70 anni.

EPOCA DI COSTRUZIONE	Tipo di materiale			Totale
	Muratura portante	Calcestruzzo armato	Altro	
Prima del 1919	2.026.538	0	123.721	2.150.259
Dal 1919 al 1945	1.183.869	83.413	116.533	1.383.815
Dal 1946 al 1961	1.166.107	288.784	204.938	1.659.829
Dal 1962 al 1971	1.056.383	591.702	319.872	1.967.957
Dal 1972 al 1981	823.523	789.163	370.520	1.983.206
Dal 1982 al 1991	418.914	620.698	250.890	1.290.502
Dopo il 1991	228.648	394.445	167.934	791.027
Totale	6.903.982	2.768.205	1.554.408	11.226.595

Soffermandoci sugli edifici a muratura portante si osserva come per la maggior parte questi si trovino in buone condizioni, ma che ne permanga un alto numero in uno stato di conservazione mediocre.

EPOCA DI COSTRUZIONE	Stato di conservazione				Totale
	Ottimo	Buono	Mediocre	Pessimo	
Prima del 1919	299.027	945.432	663.110	118.969	2.026.538
Dal 1919 al 1945	146.662	574.966	406.529	55.712	1.183.869
Dal 1946 al 1961	164.880	631.020	339.771	30.436	1.166.107
Dal 1962 al 1971	197.442	634.053	213.370	11.518	1.056.383
Dal 1972 al 1981	215.001	492.717	110.679	5.126	823.523
Dal 1982 al 1991	158.537	221.961	36.597	1.819	418.914
Dopo il 1991	151.629	67.359	8.974	686	228.648
Totale	1.333.178	3.567.508	1.779.030	224.266	6.903.982

Essendo l'Italia un territorio notoriamente ad alto rischio sismico, alla luce delle considerazioni appena fatte, appare evidente l'esigenza di operare interventi atti a preservare e custodire il patrimonio esistente.

Cap 2

Muratura come sistema strutturale

La muratura è il più antico tra i materiali da costruzione, le prime testimonianze del suo utilizzo, nella forma di posa di pietra a secco, risalgono a 9000-8000 anni a.C. e la sua supremazia come tecnica costruttiva permarrà fino all'inizio del ventesimo secolo, con l'introduzione in Germania, Francia e Inghilterra del cemento armato. Il perdurare diffuso della muratura è dovuto non solo alla lunga tradizione tecnica, ma anche a una serie di qualità che le appartengono quali la durabilità, le buone prestazioni termiche e acustiche, nonché la protezione dei riguardi del fuoco.

Con il termine "muratura" si intende la posa di pietre, mattoni o blocchi a strati, con o senza l'uso di malta; appare evidente che le tipologie di materiale e le tecniche usate sono innumerevoli in funzione della cultura, della ricchezza, della conoscenza dei materiali e della disponibilità degli stessi in una determinata zona.

Le tecniche costruttive che sono andate affinandsi nei secoli sono state il risultato di una sperimentazione empirica basata su un procedimento per tentativi. Per raggiungere un progetto di sistematizzare il sapere acquisito nel tempo, si dovrà aspettare il XIX secolo con le opere, tra gli altri, di Navier, Rondelet e Viollet-le-Duc. Purtroppo l'avvento del cemento armato segnerà la fine di questa ricerca teorica a favore di un campo di studi più promettente. Ad oggi le murature rappresentano un punto controverso nella teoria e nella pratica ingegneristica.

Nella sua più cruda definizione la muratura è un materiale eterogeneo costituito da unità e giunti, tuttavia, nonostante le molteplici tipologie, il comportamento meccanico dei diversi tipi di muratura ha una costante: la scarsa resistenza a trazione.

In tale senso assume importanza la distinzione tra muratura rinforzata e non, nel primo caso, infatti, il comportamento ortotropo e non lineare della muratura diviene meno rilevante, mentre nel secondo la bassa resistenza a trazione rende ovvia la necessità di tenerne conto.

2.1 Proprietà meccaniche della muratura

La muratura, essendo un insieme di elementi resistenti e leganti, è un materiale discontinuo il cui comportamento è influenzato dalle proprietà dei singoli componenti e dalla loro interazione. Per questo motivo il composito è fortemente anisotropo, ed inoltre è caratterizzato da una buona resistenza a compressione e scarsa resistenza a trazione.

La superficie di contatto tra i due elementi costituisce ulteriore oggetto di riflessione in quanto lungo essa avviene la distribuzione degli sforzi tra blocco e malta, rappresenta quindi un piano debole sul quale si concentrano le lesioni.

Il comportamento di un pannello murario sarà quindi funzione degli elementi costitutivi; la determinazione accurata delle sue proprietà meccaniche non può che avvenire per via sperimentale, da prove specifiche su campioni di muratura.

Ma il comportamento complessivo del sistema malta-blocco può essere valutato studiando quello dei suoi singoli componenti e sfruttando tecniche di omogenizzazione.

Si riporta di seguito un esempio della correlazione tra blocco e malta nella definizione del comportamento della muratura nel grafico sforzo-deformazione, dove lo sforzo cui è sottoposto il materiale è di tipo uniassiale a compressione.

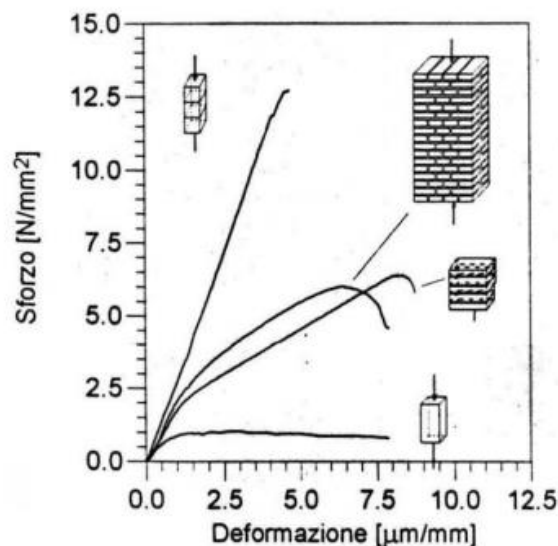


Fig. 2.1.I: Confronto fra il comportamento della muratura e quello dei suoi componenti

Si osserva che i due elementi hanno un comportamento opposto: elasto-fragile per i blocchi ed elasto-plastico per la malta.

In normativa vengono proposti dei metodi di omogenizzazione per ricavare la resistenza globale a partire da quella dei singoli elementi.

2.2 Stati tensionali

Ipotizziamo uno stato di compressione semplice con il carico diretto perpendicolarmente ai giunti di malta. Possiamo pensare che la malta tende a dilatarsi nella direzione normale al carico, ma si trova ostacolata dai blocchi, i quali, possedendo un coefficiente di Poisson ν_m minore della malta faranno sì che questa si trovi soggetta a una compressione triassiale, mentre il blocco subisce una trazione nel piano del giunto.

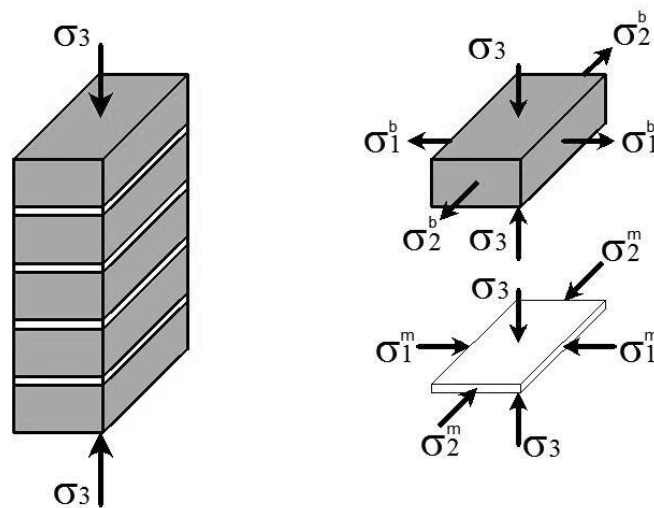


Fig. 2.2.1: Stato tensionale nei blocchi e nella malta dovuto ad una compressione assiale

Questa trazione è alla base della rottura del pannello.

Il mattone può giungere a rottura sia per perdita di resistenza a compressione, quindi per schiacciamento, sia per perdita di resistenza a trazione; in entrambi i casi la rottura si presenta con una fessurazione normale al piano principale dell'elemento.

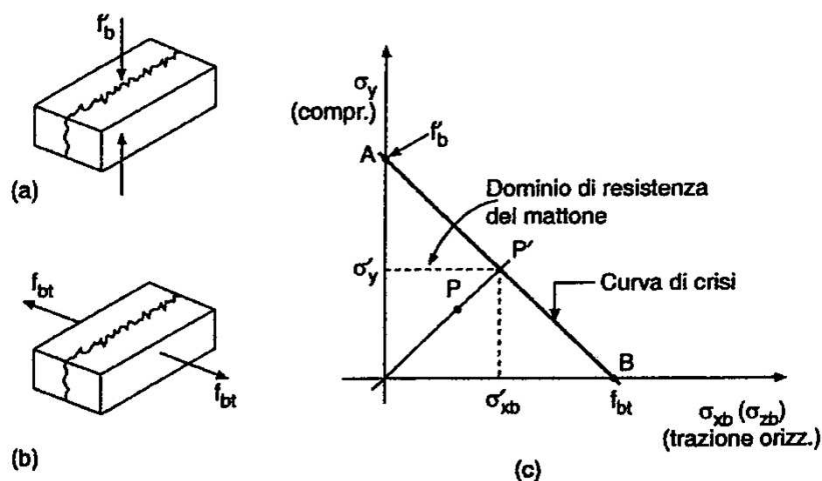


Fig. 2.2.II Fessurazione di un mattone per (a) compressione e (b) trazione (c) curva di crisi per stato id tensione combinato compressione-trazione.

Come si può evincere dall'osservazione del grafico soprastante, retta limite di crisi ha andamento lineare descritto dall'equazione:

$$\sigma_{xb} = f_{bt} \left(1 - \frac{\sigma_y}{f'_b} \right)$$

Dove f'_b è la resistenza a compressione del mattone e f_{bt} la resistenza a trazione. Lo stato tensionale appena descritto è rappresentativo della reale condizione cui è sottoposto il singolo elemento, cioè un regimie biassiale di compressione verticale e trazione orizzontale.

Volendo indagare il comportamento della malta, sempre coerentemente con la reale condizione della stessa all'interno del sistema muratura, dovremmo considerare un regime tensionale di compressione pluriassiale.

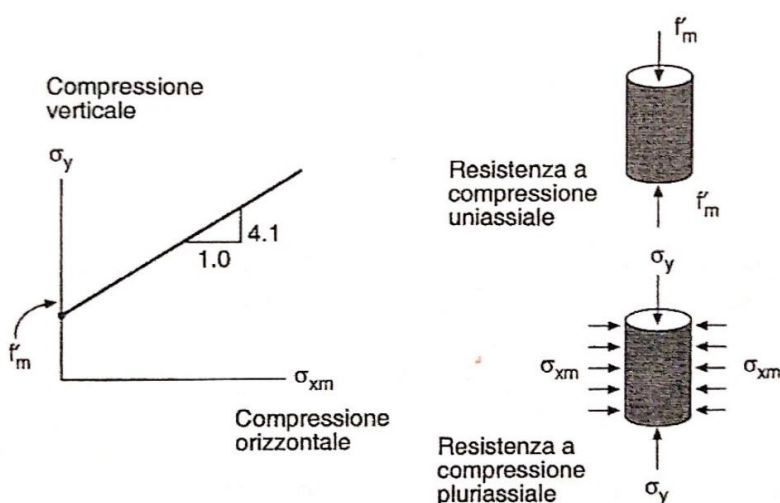


Fig. 2.2.III - Criterio di resistenza della malta in regime di tensione triassiale.

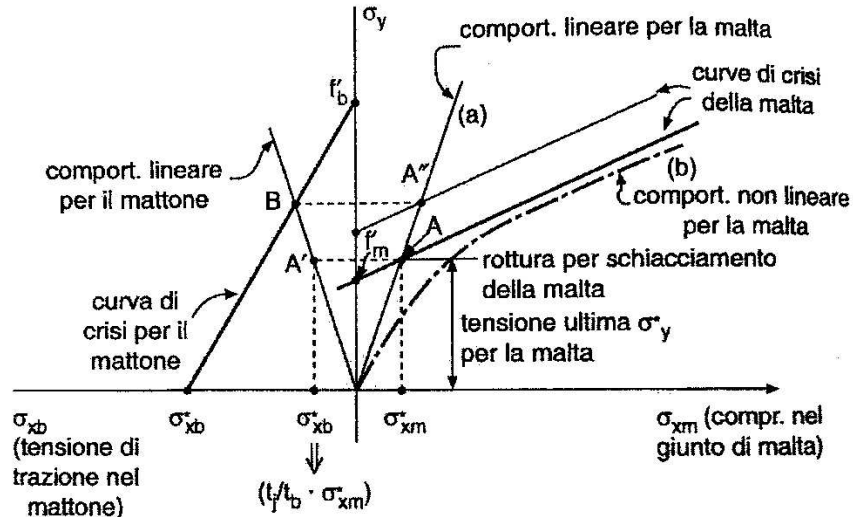


Fig. 2.2.IV - Comportamento a rottura dell'insieme mattone-giunto di malta

2.3 Resistenza a compressione nelle norme

In normativa NTC2018, al §4.5.3, vengono individuate come proprietà fondamentali per la classificazione della muratura: la resistenza caratteristica a compressione (f_k), la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale (f_{vk}), il modulo di elasticità normale secante (E) e il modulo di elasticità tangenziale (G).

Nel §11.10 viene poi specificato come determinare i parametri meccanici della muratura sperimentalmente o tramite stima.

La determinazione sperimentale della resistenza a compressione riguarda i singoli elementi resistenti e la muratura. In entrambi i casi è individuato un numero minimo di provini da sottoporre a prove perché il risultato risulti accettabile e i criteri di verifica dei degli stessi.

In particolare, per le prove sugli elementi viene indicato un numero minimo di tre campioni costituiti ognuno da tre elementi; per ogni campione, siano f_1, f_1, f_1 la resistenza a compressione dei tre elementi, con $f_1 < f_2 < f_3$; il controllo si effettua verificando che $(f_1 + f_2 + f_3)/3 \geq 1,20f_{bk}$ e che $f_1 \geq 0,90f_{bk}$, dove f_{bk} è la resistenza caratteristica a compressione.

Per la malta le indicazioni riportate fanno riferimento a prove su opere di nuova realizzazione, nel caso di muratura esistente la determinazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche

della malta risulta inapplicabile, in via cautelativa e verosimilmente in coerenza con la realtà si fa riferimento a una situazione di malta con scarse prestazioni.

Per la muratura è previsto l'impiego di un numero minimo di 6 muretti, confezionati secondo le modalità indicate (almeno tre ricorsi di elementi resistenti, lunghezza (b) del muretto pari ad almeno due lunghezze di blocco, rapporto altezza/spessore (l/t) variabile tra 2,4 e 5, con stagionatura di 28 giorni a 20°C e 70% di umidità relativa). La prova prevede incrementi di carico di 0,5 MPa a intervalli di 20 secondi. La resistenza caratteristica è data da: $f_k = f_m - k \cdot s$, dove f_m è la resistenza media, s è la stima dello scarto e k è un coefficiente tabellato funzione del numero di muretti.

Per la determinazione tramite stima del valore f_k , lo si può dedurre dalla resistenza a compressione degli elementi f_{bk} e dalla classe di appartenenza della malta tramite la tabella 11.10.V. La possibilità di ricorrere alla tabella è limitata a valori dello spessore dei giunti di malta compresi tra 0,5 e 1,5 cm.

2.4 Resistenza a taglio nelle norme

La normativa distingue tra resistenza a taglio caratteristica in assenza di azioni assiali f_{vk0} e la resistenza a taglio caratteristica relativa invece allo stato di sollecitazione agente f_{vk} . La determinazione può avvenire anche in questo caso sperimentalmente o tramite stima.

Nel primo caso è previsto l'impiego di almeno 6 provini confezionati secondo le norme UNI EN 1052-3. La resistenza caratteristica f_{vk0} verrà dedotta dalla resistenza media dei risultati delle prove f_{vm} mediante la relazione: $f_{vk0} = 0.7 \cdot f_{vm}$

La determinazione tramite stima avviene sempre tramite il ricorso a una tabella (11.10.VII) nella quale le discriminanti di ingresso saranno il tipo di elemento resistente, la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento e la classe di malta.

Per la determinazione della resistenza a taglio in presenza di tensioni di compressione, viene definita dall'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro, ed è data dalla relazione: $f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_n$ dove σ_n è la tensione normale media agente.

2.5 Moduli di elasticità nelle norme

La determinazione può avvenire, ancora, sia sperimentalmente che tramite stima. Nel primo caso è indicato un numero minimo di muretti pari a 6, per le modalità di esecuzione si rimanda alla norma UNI EN 1052-1.

La stima avviene attraverso una relazione con la resistenza caratteristica a compressione:

- modulo di elasticità normale secante $E = 1000 f_k$

- modulo di elasticità tangenziale secante $G = 0.4E$

2.6 Organizzazione strutturale

Delle buone caratteristiche meccaniche della muratura non sono però sufficienti a garantire la stabilità della struttura. Un edificio in muratura portante è infatti un sistema strutturale composto da elementi interagenti: pennelli, orizzontamenti e fondazioni e in quanto tale deve essere valutato nella sua concezione tridimensionale. L'interazione e il collegamento tra le parti, nonché l'organizzazione dell'intera struttura devono garantire un comportamento "scatolare", quando questo requisito non è soddisfatto è maggiormente probabile che la struttura vada in crisi per perdita di equilibrio o per l'innescò di un meccanismo di collasso piuttosto che per il superamento della capacità resistente.

All'interno del sistema strutturale i pannelli murali possono avere sia funzione portante che di controventamento, a seconda che siano sollecitati prevalentemente da azioni verticali o da azioni orizzontali; in normativa viene indicata una lunghezza minima di 0,3 volte l'interpiano perché sia garantito il contributo del pannello sotto azioni orizzontali. I solai devono avere adeguata resistenza e rigidezza in modo da assicurare la ripartizione delle azioni orizzontali tra i muri di controventamento.

Alla base di questa concezione deve necessariamente sussistere l'ipotesi di adeguato vincolo tra le componenti.

Prendiamo in esame il contributo del solaio nel caso di pareti non ammorsate lungo le intersezioni verticali; com'è possibile osservare nella fig.2.6.I l'ancoraggio del solaio ai pannelli può scongiurare situazioni di ribaltamento, mentre l'irrigidimento (fig.2.6.II) in assenza di un collegamento non scongiura il ribaltamento ma può modificare il meccanismo di danno; in

entrambi i casi la combinazione di irrigidimento e collegamento scongiura l'attivarsi di cinematismi.

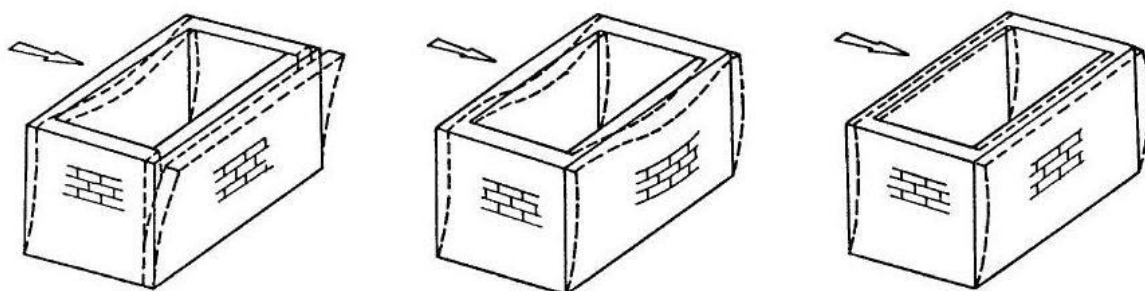


Fig. 2.6.I: solaio deformabile senza cordolo; b) solaio deformabile con cordolo; c) solaio rigido con cordolo

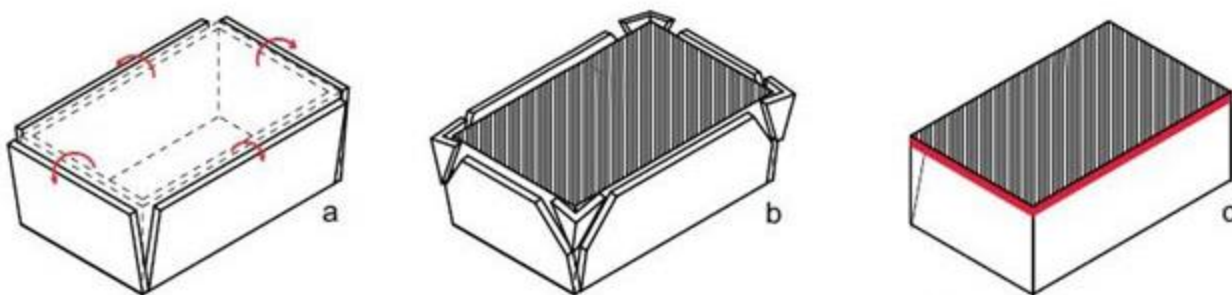


Fig. 2.6.II a) solaio deformabile e assenza di vincoli; b) solaio rigido e assenza di vincoli; c) solaio con cordolo di piano

Il collegamento tra pennelli ortogonali può scongiurare l'attivazione di meccanismi locali come il ribaltamento di pareti o di porzioni di pareti; oppure può mutare un meccanismo semplice in composto, per il quale è richiesta un'accelerazione di attivazione maggiore. Tale comportamento può essere migliorato attraverso la realizzazione di presidi atti a garantire il collegamento tra pennelli paralleli, come l'adozione di incatenamenti.

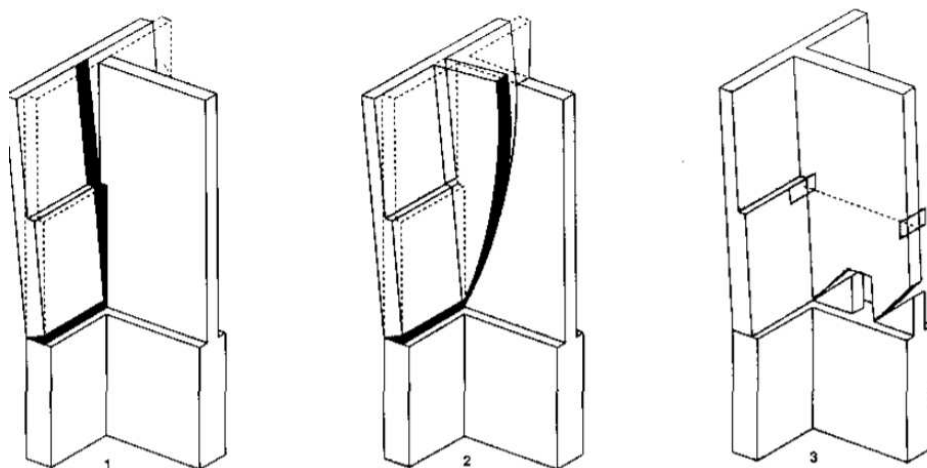


Fig. 2.6.III a) pannelli non ammortati; b) pannelli ammortati; c) presenza di presidi

In condizioni di normale esercizio la qualità dei collegamenti non influenza in modo significativo la resistenza della struttura, assume particolare importanza, invece, in caso di evento sismico.

Nel caso di murature storiche difficilmente possiamo riscontrare l'esistenza di questo presupposto; per sopperire a tali carenze vanno operati interventi volti a garantire il collegamento tra muri e orizzontamenti, eventualmente per mezzo di cordoli; il collegamento tra i pannelli murari mediante ammorzamenti lungo le intersezioni verticali; il collegamento tra muri paralleli mediante incatenamenti con materiali resistenti a trazione. L'irrigidimento dei solai.

2.7 Meccanismi di collasso

Parlare di cinematismi ha senso solo nel caso in cui la muratura sia di buona qualità, altrimenti l'azione del sisma porterebbe alla disgregazione del pannello prima che possa attivarsi un meccanismo.

Per una corretta individuazione dei cinematismi più probabili occorre valutare le vulnerabilità dell'edificio (carenze nei collegamenti, spessori inadeguati, disposizione aperture, ecc.) e indagare i quadri fessurativi presenti, così da sfruttare le testimonianze di eventi sismici precedenti.

I meccanismi possono essere suddivisi in due categorie:

- Meccanismi di primo modo
- Meccanismi di secondo modo

I meccanismi di collasso di primo modo interessano il pannello fuori dal suo piano e si verificano in assenza di buon ammortamento generando movimenti di ribaltamento. L'attivazione di tali meccanismi avviene con la formazione di cerniere cilindriche. Spesso sono collegati alla fuoriuscita delle travi dei solai dal loro alloggiamento.

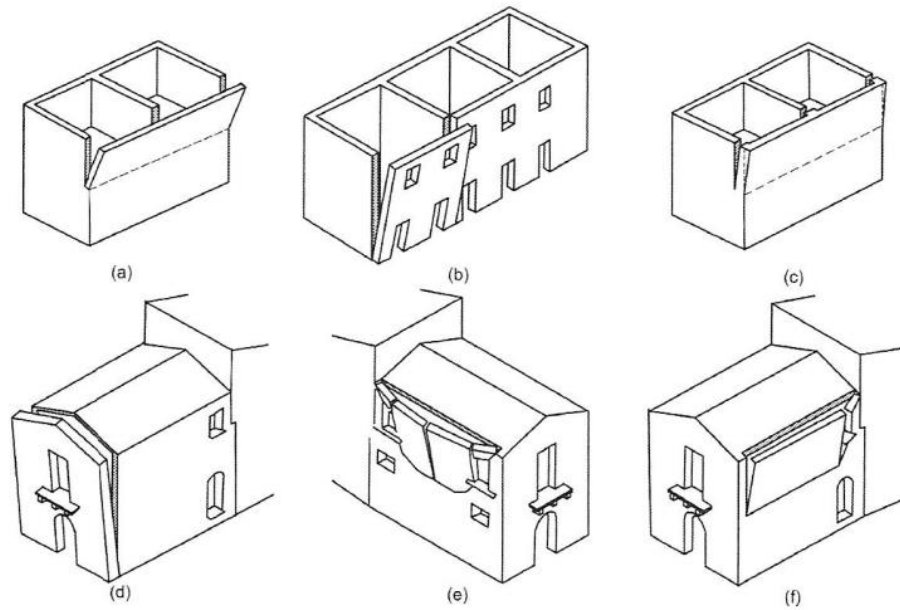


Fig. 2.7.I Esempi di meccanismo di primo modo: a-f ribaltamento della porzione muraria superiore, b-d ribaltamento dell'intera facciata, c lesioni verticali sui muri trasversali conseguenti al ribaltamento della parete esterna, e ribaltamento della porzione di parete superiore compresa tra le due bucaure

I meccanismi di secondo modo si verificano in presenza di buon ammorsamento e coinvolgono i pannelli nel loro piano; l'azione sismica si distribuisce infatti tra i pannelli paralleli all'azione orizzontale, i quali risultano sottoposti a presso-flessione o taglio.

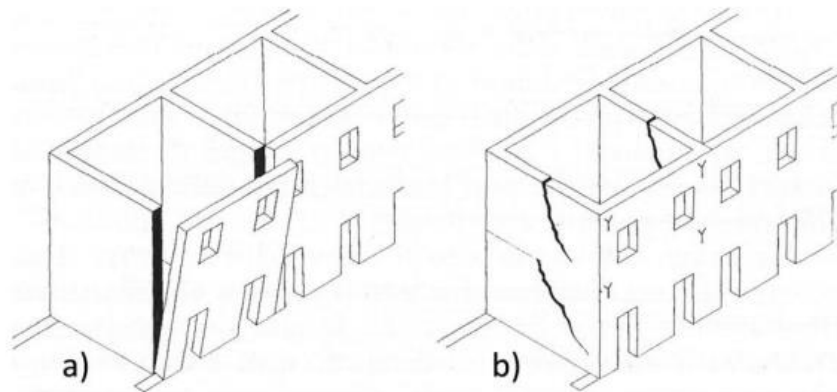


Fig. 2.7.II - Modifica del meccanismo di collasso dal primo modo "a" al secondo modo "b"

2.8 Il pannello

Come già accennato le rotture nella muratura possono verificarsi per stati tensionali di compressione, taglio o per la combinazione di entrambe le sollecitazioni. A ogni stato tensionale corrisponde un piano di rottura, nel caso di rottura per carichi verticali eccessivi, le fratture si manifestano con andamento verticale e interessano sia il giunto che il mattone.

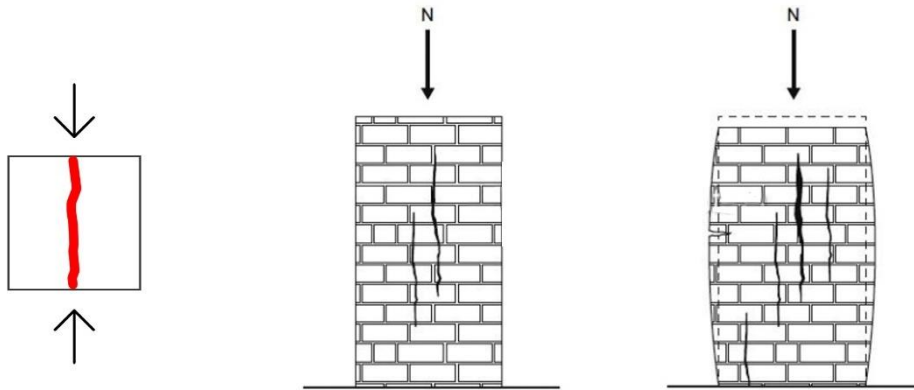


Fig. 2.8.I1 - rottura per compressione semplice

La rottura per taglio si presenta con un'inclinazione compresa tra $0-45^\circ$ e interessa prevalentemente i giunti di malta.

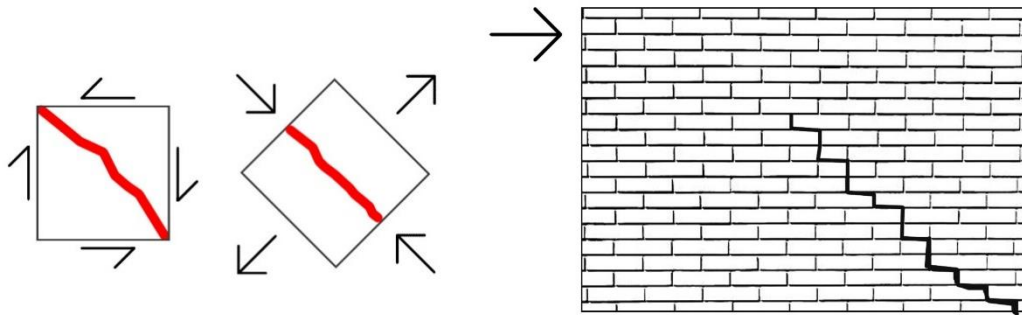


Fig. 2.8.II - rottura per taglio

Nel caso di azione combinata la fessura si presenta con inclinazione più o meno verticale. Inoltre, nel caso di stato tensionale biassiale si possono verificare tre tipi di rottura:

- Per taglio-scorrimento
- Per taglio con fessurazione diagonale
- Per pressoflessione

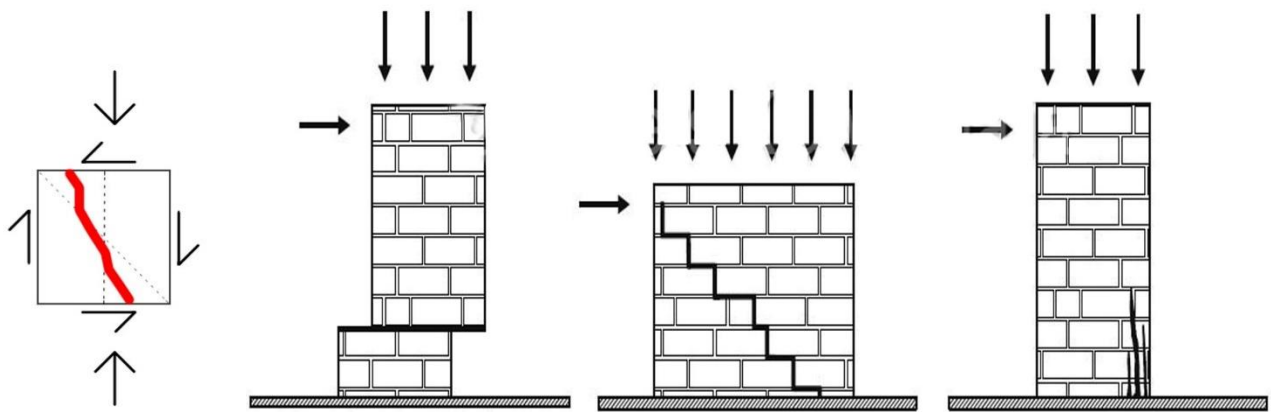


Fig. 2.8.III - rottura stato tensionale biassiale; rottura per scorrimento, taglio, pressoflessione

La verticalizzazione della linea di frattura è funzione sia delle condizioni di carico che delle caratteristiche geometriche del pannello.

Nell'analisi dello stato di danno occorre riconoscere meccanismi che non dipendono dalle condizioni di carico, ma che sono relativi a problemi di fondazione. Questo tipo di carenze porta sostanzialmente a fenomeni di cedimento, ribaltamento o trascinamento. Le fessure relative al primo tipo di rottura sono di facile individuazione in quanto hanno inclinazione opposta al ribaltamento del pannello. I ribaltamenti dovuti a problemi di fondazione che generano ribaltamento si manifestano con lesioni difficilmente distinguibili da lesioni dovute a eventi sismici, si differenziano però da queste ultime poiché si presentano anche in condizioni di normale esercizio e tendono ad avere un andamento progressivo nel tempo. Infine danni dovuti a effetti di strascinamento si manifestano con una fessura alla base avente ampiezza massima alla base del pannello.

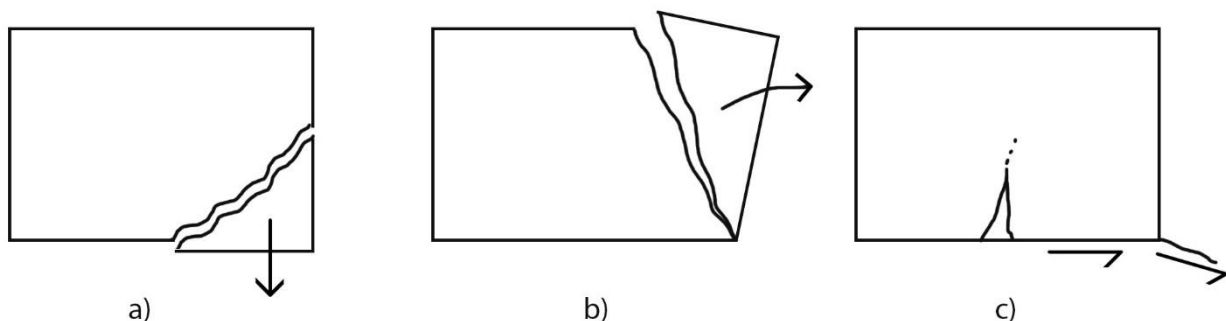


Fig. 2.8.IV - a) traslazione verticale; b) rotazione; c) trascinamento

Cap 3

Modellazione strutturale

Per un lungo periodo si è ritenuto che il declino della muratura come materiale da costruzione non fosse dovuto solo a ragioni economiche, ma anche allo scarso sviluppo di codici di calcolo e alla mancanza di comprensione delle caratteristiche di questo tipo di struttura.

Negli ultimi decenni abbiamo assistito a un enorme sviluppo della caratterizzazione della muratura e dei metodi numerici per l'analisi strutturale. Oggi con l'aiuto del computer è possibile analizzare strutture con un alto livello di accuratezza.

La modellazione della muratura è complessa per la molteplicità di tipologie di muratura e per la variabilità dei materiali, ciò rende difficoltosa la valutazione delle proprietà meccaniche. I vari approcci sviluppati si differenziano per complessità, ipotesi di base, grado di dettaglio dei risultati e oneri computazionali.

La prima distinzione tra le strategie di modellazione è tra modelli FEM (Finite Element Method) e modelli a telaio equivalente. La scelta della tipologia di modellazione è dettata dalla conoscenza del manufatto, dall'organizzazione del sistema strutturale, dalle conoscenze del tecnico e dagli scopi dell'analisi.

3.1 Modelli FEM

In generale l'approccio verso rappresentazioni numeriche della muratura, ossia la sua modellazione, porta a una micro-modellazione delle singole componenti (unità e giunti) o a una macro-modellazione come composto. In funzione del livello di accuratezza desiderato è possibile ricorrere alle seguenti strategie di modellazione:

- Micro-modellazione dettagliata: le unità e la malta nei giunti sono rappresentati da elementi continui, mentre la loro interfaccia è rappresentata da elementi discontinui.

- Micro-modellazione semplificata: le unità sono rappresentate da elementi continui, mentre le caratteristiche dei giunti di malta e della loro interfaccia con gli elementi sono rappresentati da elementi discontinui.
- Macro-modellazione: unità, malta e interfacce sono rappresentate da un sistema continuo e omogeneo.

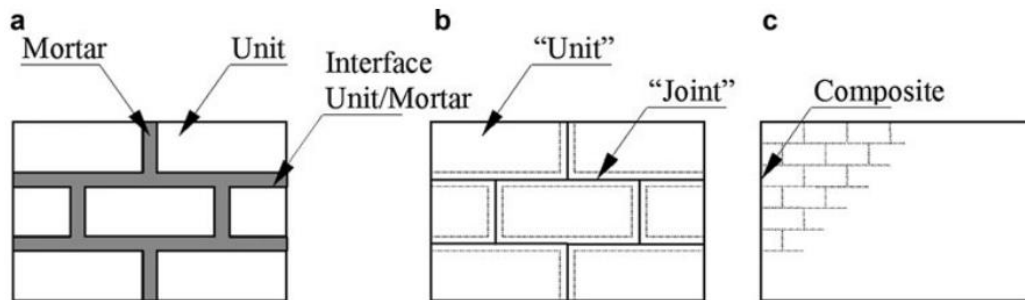


Fig. 3.1.1 Strategie di modellazione per strutture in muratura: a) micro-modellazione dettagliata; b) micro-modellazione semplificata; c) macro-modellazione

La differenza fondamentale sta nella distinzione tra modelli continui e modelli discontinui. La muratura è un sistema eterogeneo formato da materiali, mattoni e malta, con caratteristiche meccaniche differenti; il primo tipo di approccio prevede l'omogenizzazione della muratura così che possa essere modellata come un continuo; nel secondo ogni componente (conci e letti di malta) viene modellato separatamente e a ciascuno vengono attribuite le corrispondenti proprietà meccaniche costitutive.

3.1.1 I modelli continui

I modelli continui (macro-modellazione) non fanno alcuna distinzione tra unità di muratura (mattoni, blocchi, pietre, ecc.) e i giunti di malta, mediando l'effetto della malta attraverso la formulazione di un materiale continuo fittizio. Per come concepito questo metodo non permette di valutare i meccanismi di rottura legati alle discontinuità tra gli elementi.

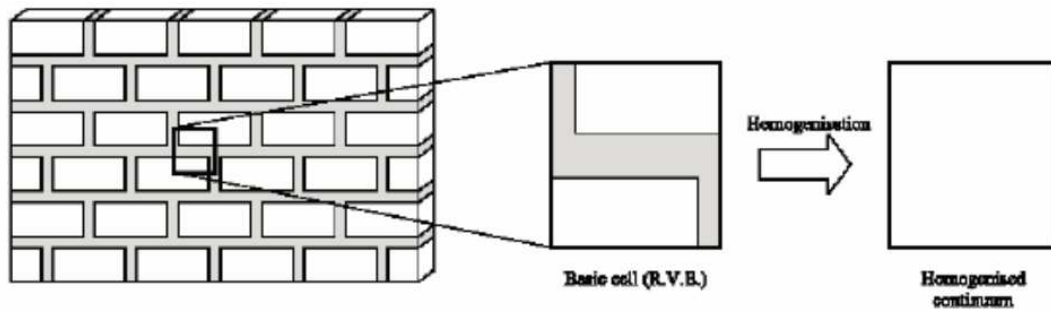


Fig. 3.1.1 esempio di definizione della cella elementare

Un modo per considerare la risposta delle discontinuità è l'inclusione nel metodo FEM di una mesh per gli elementi di interfaccia.

3.1.2 I modelli discontinui (micro-modellazione)

Consistono nella modellazione separata dei mattoni, dei giunti e dell'interfaccia mattone-malta, adottando per ciascuna componente un legame costitutivo appropriato. Le unità e i giunti sono rappresentati come elementi finiti continui, mentre l'interfaccia unità-malta è rappresentata da elementi discontinui che rappresentano potenziali piani di rottura o slittamento. Nell'assegnazione di una mesh, questa può seguire due criteri:

- riproduce fedelmente la tessitura muraria con elementi e giunti disposti secondo la reale distribuzione;
- generata in maniera casuale con comportamento assimilabile a quello reale.

Esistono metodi nei quali le proprietà meccaniche della malta e dell'interfaccia con i mattoni sono concentrate in un unico elemento (micro-modellazione semplificata); quest'ultima strategia ha un livello di accuratezza minore ma mostra vantaggi nell'alleggerimento degli oneri computazionali.

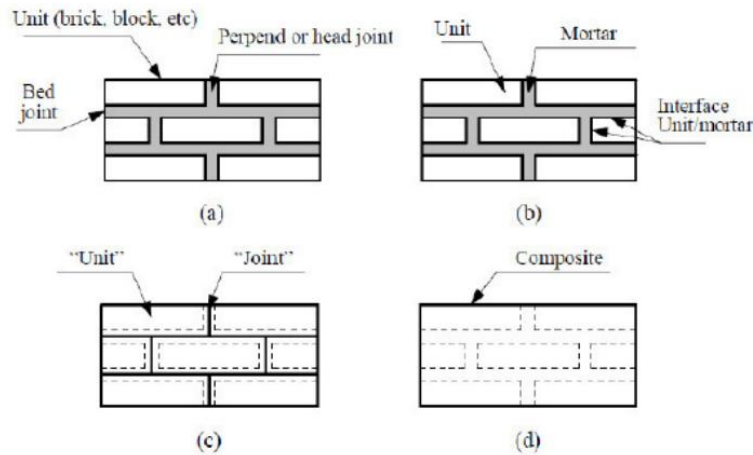


Fig. 3.1.2 a) elemento modulare di un pannello in muratura; b) micro-modellazione dettagliata; c) micro-modellazione semplificata; d) macro-modellazione

I modelli discontinui risultano più corretti dal punto di vista teorico e formale e dispensano dall'assumere a priori ipotesi sulla risposta dei materiali, ma l'elevato onere computazionale li limita alla modellazione di dettaglio e allo studio di singole parti o pannelli, delegando l'analisi del comportamento globale ai modelli continui.

3.2 Modelli a telaio equivalente

I modelli FEM garantiscono un'accurata rappresentazione della risposta della muratura, ma il loro elevato onere computazionali, nonché le difficoltà legate alle vaste conoscenze necessarie nella fase di input dei dati, spingono alla ricerca di metodi semplificati; è in questa prospettiva che si inserisce la modellazione a telaio equivalente.

Alla base del metodo vi è la scomposizione della muratura in maschi e fasce e la schematizzazione del comportamento di queste componenti come elementi monodimensionali. Con il termine "maschi murari" si indica la porzione di muratura con sviluppo continuo dal piano delle fondazioni fino alla sommità dell'edificio; le "fasce" indicano invece le porzioni di muratura comprese tra due aperture lungo la direzione di sviluppo verticale. Sono dette anche "travi di accoppiamento" perché il loro comportamento è appunto assimilabile a quello di una trave tozza, che collega orizzontalmente i maschi e ne garantisce l'accoppiamento sotto l'azione sismica. Maschi e fasce sono collegati da zone rigide ed ognuno di essi è modellato con le leggi costitutive più appropriate.

Le semplificazioni introdotte da questo approccio sono significative e pertanto l'accuratezza dei risultati dipende dalla rispondenza delle ipotesi introdotte rispetto al problema strutturale reale.

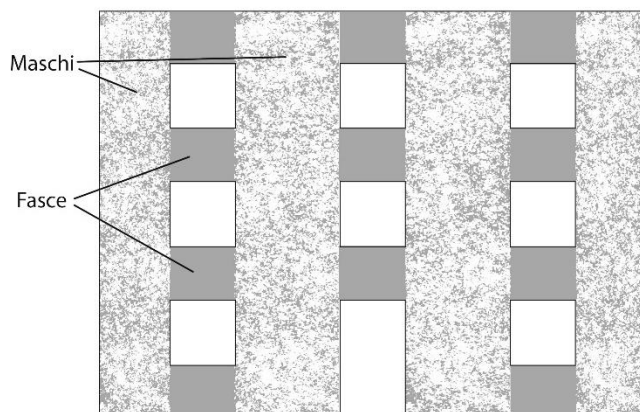


Fig. 3.2 schematizzazione in maschi e fasce murarie

3.2.1 Metodo POR

Tra i primi metodi sviluppati per l'analisi delle strutture in muratura abbiamo il metodo POR ideato da Tomazevic nel 1978, introdotto in Italia in seguito al terremoto del Friuli del 1976. L'interesse per questo metodo è da ricondurre al suo ruolo di precursore dei modelli a telaio.

Nella schematizzazione i maschi sono aste verticali deformabili a flessione e taglio; la parete viene scomposta nei singoli piani e ciascuno è studiato separatamente; lo schema statico è lo share-type, ovvero un piano e più campate con trasverso infinitamente rigido.

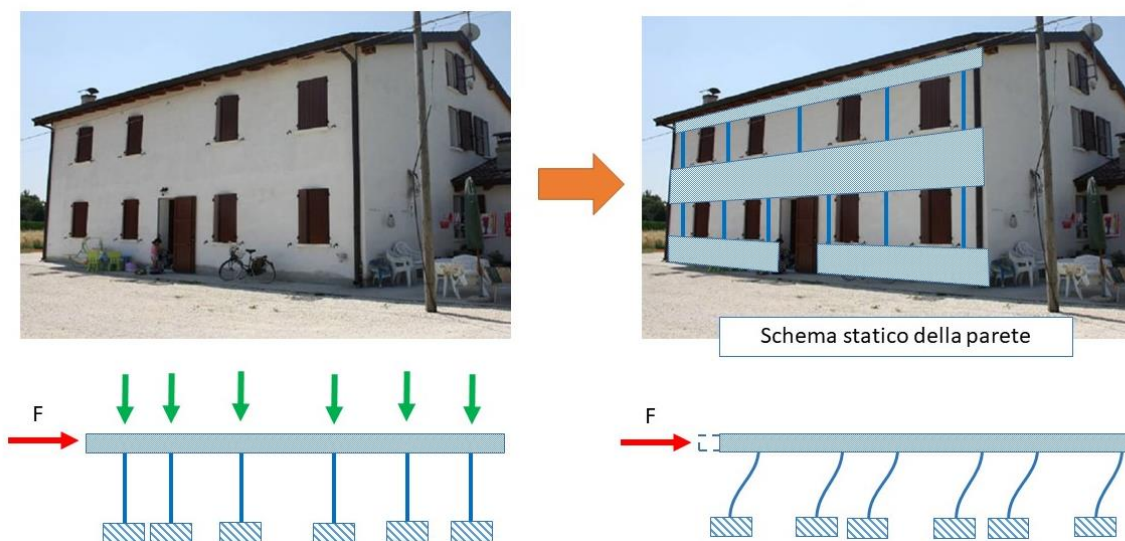


Fig. 1.1 (marcodepisapia civilengineer) Metodo POR: esempio di schema statico di una parete in muratura

Le ipotesi alla base di questo metodo sono:

- fasce di piano infinitamente rigide e resistenti
- meccanismi di rottura nei maschi per sola fessurazione diagonale
- trascurabilità incremento sforzi normali per effetto dell'azione sismica.

Ovviamente il metodo rappresenta una semplificazione del reale comportamento della muratura e introduce perciò delle assunzioni la cui rispondenza alla realtà va verificata. In primo luogo, presuppone che i solai siano infinitamente rigidi, condizione non rappresentativa degli impalcati di edifici storici esistenti a meno di interventi di irrigidimento; l'infinita resistenza delle fasce di piano presuppone che il danneggiamento avvenga prima nei maschi e che le fasce non rappresentino una vulnerabilità. Non bisogna trascurare poi che l'analisi viene svolta per singoli piani e quindi non permette di considerare il comportamento globale. In conclusione, il metodo induce a una sovrastima della rigidità strutturale, proprio per le suddette assunzioni, parallelamente la duttilità dell'edificio ne risulta fortemente sottostimata.

Un tentativo di ovviare alle limitazioni del metodo si ha con l'evoluzione del POR in PORflex, che modifica le ipotesi di partenza considerando fasce infinitamente rigide, ma non infinitamente resistenti; meccanismi di rottura dei maschi per pressoflessione oltre che per taglio; sforzo normale nei maschi variabile in funzione dell'azione orizzontale.

Il largo impiego di questo metodo negli anni '80 ha spinto ad applicare interventi che portassero l'edificio a rispondere al modello ipotizzato, quindi a irrigidire i solai, spesso ricorrendo al cemento armato, operazione di cui gli eventi sismici successivi hanno rivelato la gravosità.

3.2.2 Metodo telaio equivalente

Nonostante le semplificazioni introdotte e le evidenti limitazioni, il metodo POR si pone come base per lo sviluppo dei modelli a telaio equivalente. L'obiettivo è quello di sopperire alle lacune del POR, quindi di analizzare pareti multipiano ed estendere infine l'analisi a sistemi tridimensionali. In prima approssimazione possiamo distinguere tra modelli a macroelementi monodimensionali e modelli a macroelementi bidimensionali.

3.3.1 modelli a macroelementi monodimensionali

I modelli a macroelementi monodimensionali presuppongono la schematizzazione dei maschi e delle fasce come aste e nei punti di intersezione tra gli elementi si hanno dei nodi rigidi. La definizione di nodo "rigido" è dovuta all'effetto di confinamento degli elementi convergenti nel nodo stesso; a seguito di questa condizione si presuppone che i nodi non siano interessati da lesioni, ma che trasferiscano le azioni negli elementi adiacenti.

La schematizzazione proposta risulta coerente con il reale stato di danneggiamento delle strutture in muratura soggette all'azione sismica, in seguito a un evento gli elementi che risultano lesionali sono, infatti, le fasce e i maschi.

Per pareti regolari (con aperture allineate) la definizione dello schema a telaio risulta abbastanza intuitiva; per casi dove si riscontra una certa irregolarità nella disposizione delle aperture, il concetto di "telaio" decade e si presenta la necessità di operare delle scelte nel dimensionamento dei maschi e delle fasce.

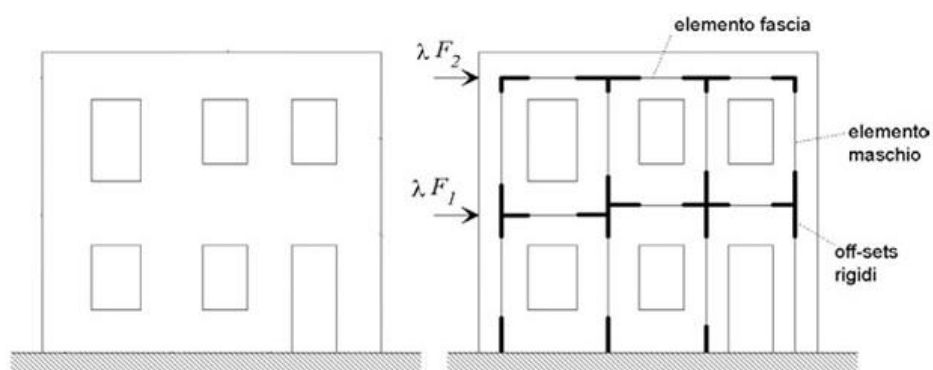


Fig 3.3.1.I Esempio di schematizzazione con telaio equivalente

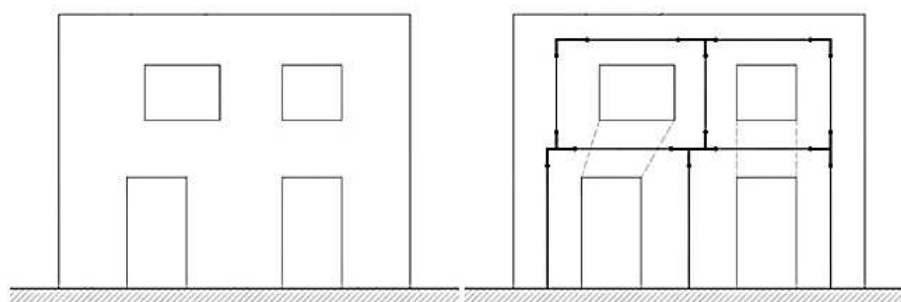


Fig. 3.3.1.II Esempio di schematizzazione con telaio equivalente per pannelli irregolari

Per rispondere alla problematica appena posta, si può far ricorso a diversi criteri proposti in letteratura, uno di questi è il criterio di Dolce del 1989, che prevede, per il dimensionamento dell'altezza dei maschi, l'applicazione della relazione:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3}D \frac{(H - h')}{h'}$$

Dove:

h' è l'altezza del maschio murario desunta come indicato in fig.3.3.1.III

D è la larghezza del maschio murario

H è l'altezza di interpiano

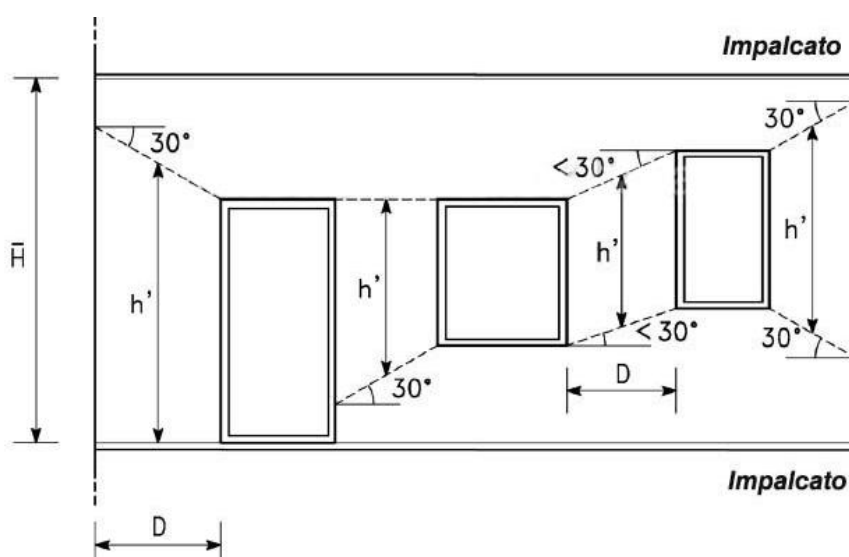


Fig. 3.3.1.III Criterio di Dolce

Mentre la lunghezza delle travi è determinata direttamente da quella delle fasce.

In alternativa troviamo il criterio proposto da Augenti del 2006, il quale si basa sui meccanismi di danno riscontrati nelle murature esistenti in seguito a eventi sismici, ovvero sull'osservazione che le fessurazioni nei maschi sono funzione dell'altezza delle aperture e della direzione del sisma.

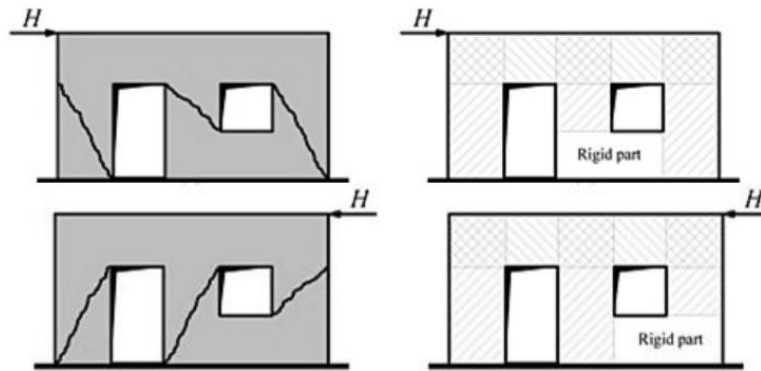


Fig. 3.3.1.IV Criterio di Augenti

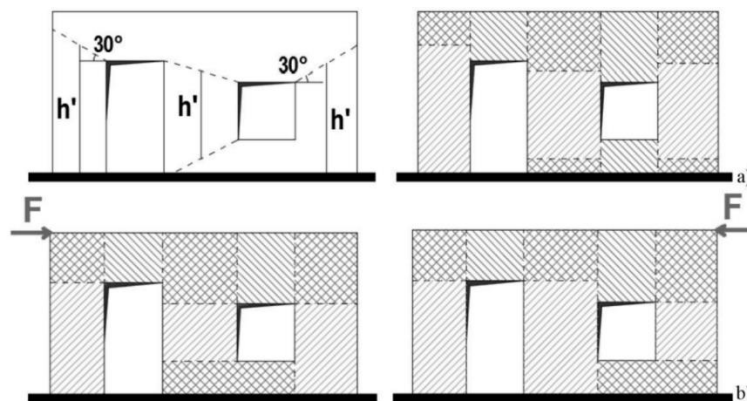


Fig. 3.3.1.V Suddivisione in macroelementi: confronto tra il metodo Dolce (a) e il metodo Augenti (b)

3.3.2 modelli a macroelementi bidimensionali

Nei modelli a macroelementi bidimensionali, il pannello viene schematizzato con elementi (maschi, fasce e nodi) che riproducono le reali dimensioni della muratura nel suo piano. Come per gli schemi monodimensionali i nodi sono considerati infinitamente rigidi, mentre per quanto concerne le caratteristiche meccaniche degli elementi, queste sono simili.

In particolare, si ipotizza una condizione di non resistenza a trazione e un comportamento a compressione elastico lineare. Occorre quindi operare alcuni accorgimenti o analisi che vadano a verificare le ipotesi introdotte.

Per tener conto di eventuali meccanismi di rottura, quali quelli legati al crushing, è necessario introdurre specifiche verifiche sui valori massimi delle tensioni di compressione.

L'implementazione della condizione di no-tension viene realizzata nei diversi modelli attraverso varie strategie: variando la geometria degli elementi (D'Asdia et al. 1992) al fine di eliminare le

zone di trazione; formulando un opportuno campo di tensioni all'interno del pannello (braga et al., 1990); aggiornando direttamente la rigidezza degli elementi.

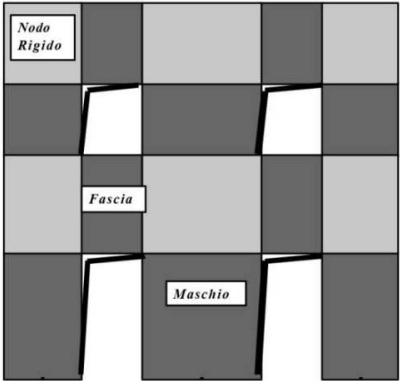


Fig. 3.3.2 Schematizzazione a telaio equivalente con macroelementi bidimensionali

Cap 4

Criteri di analisi

L'analisi di un edificio sotto azione sismica non può prescindere dalla sua interpretazione all'interno dell'impianto normativo, in particolare si fa riferimento al DM del 17 gennaio 2018 "*Nuove Norme tecniche per le Costruzioni*" e alla successiva circolare esplicativa LL.PP. n.7 del 2019.

4.1 Storia sismica del territorio ed evoluzione normativa

L'evoluzione della normativa in materia di progettazione in zona sismica è sempre seguita a eventi di intensità significativa o comunque all'origine di ingenti danni all'edificato; si riportano di seguito i provvedimenti che hanno costituito il percorso normativo dall'introduzione della materia fino all'attuale regolamentazione.

Art. 24, R.D. n. 193 del 1909

in seguito agli eventi del 28 dicembre 1908 che hanno interessato le province di Reggio Calabria e Messina, vengono prese in considerazione le azioni sismiche, sia verticali (come incremento dei carichi) che orizzontali (come accelerazioni da applicare alle masse di piano), anche se non quantificate.

Art. 26, R.D. n. 573 del 1915

compaiono delle stime delle azioni sismiche sia verticali (incremento dei carichi del 50%) che orizzontali ($1/8$ e $1/6$ del peso proprio del primo e secondo piano).

Art. 28, R.D. n. 2089 del 1924

stabilisce che le forze sismiche orizzontali e verticali non agiscono contemporaneamente ed impone che la progettazione si a cura di un ingegnere o architetto.

R.D. n. 431 del 1927

introduce due categorie sismiche (I e II) a differente pericolosità, in relazione alla sismicità e alla costituzione geologica, basandosi sugli eventi censiti successivamente a quello di Messina. Pertanto le prescrizioni della normativa antisismica vengo applicate solo ai territori colpiti da forti terremoti avvenuti dopo il 1908, restano esclusi dall'obbligo di rispetto della normativa tutti i territori colpiti da eventi precedenti a tale data e quindi non registrati. Vengono stabilite inoltre prescrizioni differenziate per ciascuna categoria sismica e conseguente applicazione di diverse forze sismiche nelle due categorie.

R.D. n. 2105 del 1937

prescrizioni differenziate per ciascuna categoria sismica per strutture in muratura ordinaria, c.a. e acciaio.

Stima delle forze sismiche nelle due categorie (accelerazioni a tutti i piani paria 0.1g e 0.05g rispettivamente in I e II categoria) con riduzione dei carichi accidentali di 1/3 per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza con l'evento sismico.

Art. 28, Legge n.64 del 1974

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche. la classificazione sismica del territorio italiano doveva procedere sulla base di comprovate motivazioni tecnico scientifiche.

B.6, D.M. n.40 del 1975

Introduzione concetto di analisi dinamica e introduzione obbligo calcolo degli spostamenti.

Accelerazioni pari a 0.1g e 0.07g in I e II categoria.

Introduzione obbligo collegamento fondazioni e di nuovi criteri geotecnici.

D.M. n.515 del 1981

In seguito agli eventi del 6 maggio 1976 in Friuli e del 23 novembre 1980 in Irpinia, viene redatta una classificazione sismica del territorio italiano basata su uno studio del CNR ed è introdotta la zona sismica di terza categoria (a minor sismicità rispetto alle altre) e per essa vengono fissati i corrispondenti limiti di coefficienti in accordo con la legge del 1975:

C=0.1 I categoria

C=0.07 II categoria

C=0.04 III categoria

D.M, n. 208 del 1984

Differenziazione del livello di protezione sismica per particolari categorie di edifici

p.7, D.M. n. 29 del 1996

Introduce il metodo di verifica agli stati limite (oltre quello delle tensioni ammissibili) introducendo SLU sismico.

Limitazione importante agli spostamenti per il danneggiamento delle parti non strutturali ed agli impianti.

O.P.C.M. 3274/2003

Successivo agli eventi dell'Umbria e delle Marche del 1997 e del Molise del 2002, recepisce la nuova classificazione con 4 zone: le prime tre corrispondono alle zone di sismicità alta (S=12) media (S=9) e bassa (S=6), mentre la zona 4 è di nuova introduzione.

Recepisce in gran parte l'Eurocodice 8;

resterà sempre facoltativa e, fino al 2008, sarà ancora possibile fare riferimento al D.M. 1996.

D.M. 14/10/2008

Recepisce in gran parte l'Eurocodice 8; introduce il principio della sismicità locale (microzonazione sismica) cioè l'attribuzione diretta dell'azione sismica a partire dai dati di sito, con riferimento ai risultati degli studi adottati con ordinanza 3519/2006.

D.M. 17/01/2018

Segue gli eventi del 2009 all'Aquila, del 2012 in Emilia e del 2016 ad Amatrice; mantiene la stessa logica progettuale delle NTC del 2008 con revisione di alcune formulazioni e coefficienti e implementazione dell'integrazione degli Eurocodici.

Indicazioni normative sull'analisi strutturale

Nel capitolo § 7.2.2 delle nuove Normative Tecniche per le costruzioni (decreto 17 gennaio 2018), vengono indicati i criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali. Seguono alcuni estratti.

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali.

Gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da consentire la redistribuzione delle forze orizzontali tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidezza estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidezza flessionale.

Le riflessioni sopra riportate fanno riferimento alle nuove costruzioni, ma, salvo ove espressamente dichiarato, sono applicabili anche agli edifici esistenti. Mentre le ultime due affermazioni riguardano specifici accorgimenti in riferimento alla rigidezza degli orizzontamenti e delle fondazioni, temi già accennati nel capitolo 2, la prima riassume le caratteristiche meccaniche richieste a un nuovo sistema strutturale e quindi da verificare nell'analisi di un edificio esistente. Andiamo ad approfondirle nei capitoli che seguono.

4.2 Sistemi strutturali dissipativi e non dissipativi

A meno che una struttura non sia dotata di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, si deve assumere che il sistema abbia un comportamento strutturale non dissipativo o dissipativo.

Per il comportamento strutturale non dissipativo si presuppone che tutti gli elementi resistenti e i loro collegamenti rimangano in campo elastico; la domanda derivante dall'azione sismica è calcolata in relazione allo stato limite a cui ci si riferisce.

In un sistema strutturale a comportamento dissipativo si ipotizza che diversi elementi o collegamenti evolvano in campo plastico mentre la restante parte rimane in campo elastico. La domanda derivante dall'azione sismica è determinata come sopra. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q (vedi capitolo 4.2), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva.

Vengono distinte due classi di duttilità in funzione dell'entità della plasticizzazioni previste: CD "A" (classi di duttilità alta) ad elevata capacità dissipativa e CD "B" (classe di duttilità media) a media capacità dissipativa.

La progettazione di una struttura dissipativa è volta al conseguimento di un comportamento duttile; ciò comporta in via preliminare la distinzione degli elementi e dei meccanismi in duttili e fragili. Mira ad evitare le rotture fragili locali e l'attivazione di meccanismi globali fragili o instabili e a localizzare le dissipazioni di energia per isteresi in zone dissipative degli elementi duttili a tal fine individuate e progettate.

Tali fini possono ritenersi conseguiti progettando la capacità in resistenza allo SLV e seguendo la logica secondo cui gli elementi duttili raggiungono la plasticizzazione prima che gli elementi fragili possano giungere a rottura. Per ottenere il comportamento voluto occorre che la resistenza degli elementi/meccanismi duttili sia inferiore a quella degli elementi/meccanismi fragili. In fase di progettazione, per garantire la rispondenza con l'ipotesi fatta, si incrementa la resistenza degli elementi duttili di un fattore γ_{Rd} (fattore di sovrarresistenza) pari almeno a 1.25.

In normativa tecnica viene specificato che le zone dissipative una volta attivato il meccanismo duttile devono essere in grado di mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia; gli elementi designati devono quindi continuare a garantire un contributo all'equilibrio del sistema anche dopo l'ingresso in campo plastico.

4.3 Criteri di progettazione

Nella verifica di un sistema strutturale è possibile intraprendere uno tra i due criteri di progettazione:

- force-based design
- performance-based design

Il primo criterio si basa sulla verifica di singoli elementi o meccanismi e previene quindi i collassi locali, ma non fornisce indicazioni sulla condizione dell'edificio al termine dell'evento sismico.

Il pensiero alla base del secondo criterio sta nel passare da una scala di ragionamento locale a una globale; l'obiettivo è favorire un comportamento duttile, il quale deriva dalle duttilità locali, ma viene qui calcolato direttamente (solitamente tramite analisi push-over); questo criterio permette di definire il meccanismo locale di collasso.

Il metodo parte quindi dalla scelta del livello prestazionale richiesto in base all'uso dell'edificio e rispetto ad eventi sismici di differente periodo di ritorno, passando poi alla progettazione degli elementi resistenti.

La normativa recepisce il performance-based design attraverso l'introduzione dei livelli di prestazione su cui tarare le verifiche strutturali. Questi sono:

- SLO (stato limite di operatività)
- SLD (stato limite di danno)
- SLV (stato limite di salvaguardia della vita)
- SLC (stato limite di prevenzione del collasso)

A loro volta possono essere raggruppati a coppie in SLE (stati limite di esercizio) e SLU (stati limite ultimi). Per ciascun raggruppamento vengono elencate in normativa (§2.2.1 §2.2.2 §3.2.1NTC2018) le condizioni di danno che ne determinano il superamento. In linea generale si può affermare che il superamento di uno stato limite ultimo ha sempre carattere irreversibile, mentre il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile (SLO) o irreversibile (SLD).

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi.

È evidente che questo criterio di progettazione presuppone l'accettazione di un certo livello di danno, il quale è funzione di aspetti sociali, funzionali (destinazione d'uso), statistici (probabilità di superamento).

Si fa riferimento alla letteratura estera per riportare una rappresentazione grafica del concettuale dei livelli prestazionali.

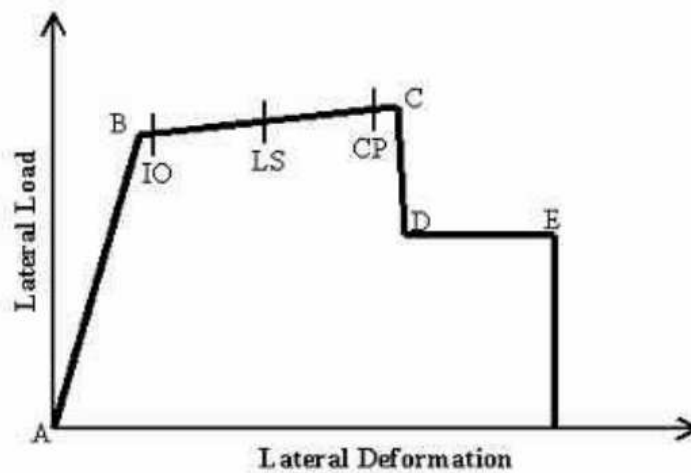


Fig. 4.3 - Rappresentazione grafica concettuale dei livelli prestazionali

4.4 Criteri di analisi

I metodi di analisi globale previsti per strutture soggette ad azione sismica sono:

- Analisi statica lineare
- Analisi dinamica lineare
- Analisi statica non lineare
- Analisi dinamica non lineare

4.4.1 Analisi lineare

La distinzione tra analisi lineare e non lineare è sostanzialmente legata alle caratteristiche del sistema strutturale e del materiale. I parametri che determinano la condizione di linearità o di non linearità di un problema strutturale sono:

- Il comportamento meccanico della struttura (materiale);
- l'entità degli spostamenti nella configurazione deformata (geometria);
- le condizioni al contorno della struttura (vincoli).¹

La condizione di linearità per il materiale presuppone che questo abbia un comportamento elastico-lineare, quindi che gli spostamenti crescano in maniera proporzionale allo sforzo (linearità del materiale); tale presupposto implica quello di piccoli spostamenti, implica cioè che lo stato tensionale del materiale si mantenga nel tratto iniziale del legame sforzo-deformazione; ovvero gli spostamenti sono tali da consentire di scrivere le equazioni di equilibrio nella configurazione indeformata (linearità geometrica). Nella situazione ipotizzata le condizioni di vincolo non dipendono dall'entità dei carichi agenti (linearità dei vincoli).

In tali condizioni si verifica che:

- la soluzione del problema strutturale esiste ed è unica;
- vale il principio di sovrapposizione degli effetti (Fig.4.4.1)
- il sistema strutturale (struttura + carichi agenti) è conservativo.¹

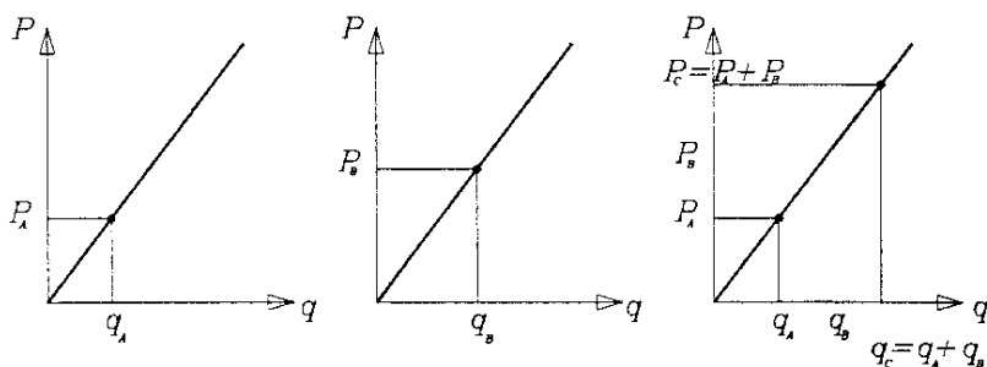


Fig. 4.4.1 Principio di sovrapposizione degli effetti in condizioni di linearità

4.4.2 Analisi non lineare

Se anche una sola delle condizioni elencate sopra viene meno, la struttura va associata ad un comportamento non lineare. In particolare, il materiale perde la diretta proporzionalità tra sforzo e deformazione (non linearità materica); gli spostamenti non possono essere considerati "piccoli", quindi è necessario scrivere le equazioni di equilibrio nella configurazione deformata (non linearità geometrica). Le condizioni di vincolo variano al crescere dei carichi agenti (non linearità dei vincoli).

In tali condizioni si verifica che:

- la soluzione del problema può non esistere, ovvero esistere ma non essere unica;
- non vale il principio di sovrapposizione degli effetti (Figura 4.4.2);
- il sistema strutturale (struttura + carichi agenti) non è conservativo.¹

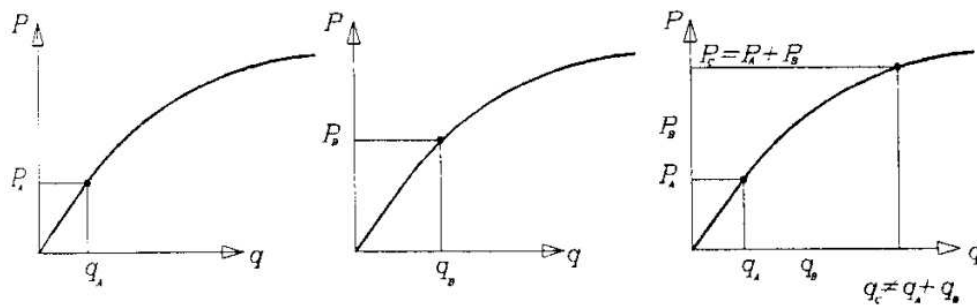


Fig. 4.4.2 Inapplicabilità del principio di sovrapposizione degli effetti in condizione di non linearità

4.4.3 Analisi statica e dinamica

Con “dinamico” si intende variabile nel tempo. In un’analisi dinamica ciò che varia è il carico in termini di intensità, direzione e posizione; di conseguenza anche la risposta strutturale risulterà di tipo dinamico, in quanto variabile in deformazioni e tensioni.

Se si considera un carico statico, le sollecitazioni e la deformata che ne derivano possono essere valutate dalle condizioni di equilibrio. *Viceversa, se un carico è applicato dinamicamente, gli spostamenti della struttura variano nel tempo e la struttura subisce delle accelerazioni. Tali accelerazioni danno luogo alle forze d'inerzia che si oppongono al moto della struttura. Cosicché, le sollecitazioni interne nella struttura devono equilibrare non solo il carico esterno direttamente applicato, ma anche le forze d'inerzia risultanti dall'accelerazione della struttura.*

In generale un’analisi dinamica è opportuna ogni volta che le forze d'inerzia rappresentano una parte significativa del carico totale equilibrato dalle forze interne. *Se invece il moto è così lento che le forze d'inerzia sono trascurabili, l'analisi della risposta ad ogni istante può essere*

¹ INTRODUZIONE ALL'ANALISI NON LINEARE DELLE STRUTTURE - M. Bozza www.adepron.it

effettuata con i metodi della statica anche se il carico e quindi la risposta sono in realtà variabili nel tempo¹

Un'analisi dinamica si presenta notevolmente complicata; osservando che le forze di inerzia derivano dagli spostamenti, i quali a loro volta risultano influenzati dalla grandezza delle forze d'inerzia, possiamo dedurre che il problema prevede la formulazione di equazioni differenziali. Inoltre, per poter definire in modo completo le forze d'inerzia, la massa, gli spostamenti e le accelerazioni della struttura devono essere definiti per ciascun punto del sistema strutturale.

Se, ad esempio, la massa di una struttura potesse essere concentrata in una serie finita di punti, il problema analitico sarebbe estremamente semplificato perché le forze d'inerzia potrebbero svilupparsi solo in questi. La modellazione di una struttura come un sistema a masse concentrate è uno dei possibili metodi di discretizzazione di una struttura reale.²

4.5 Criteri di analisi in normativa

Procediamo ora all'osservazione di come le riflessioni sopra esposte trovano riscontro in normativa.

Si riporta una sintetica schematizzazione dei metodi di analisi previsti nelle attuali norme tecniche:

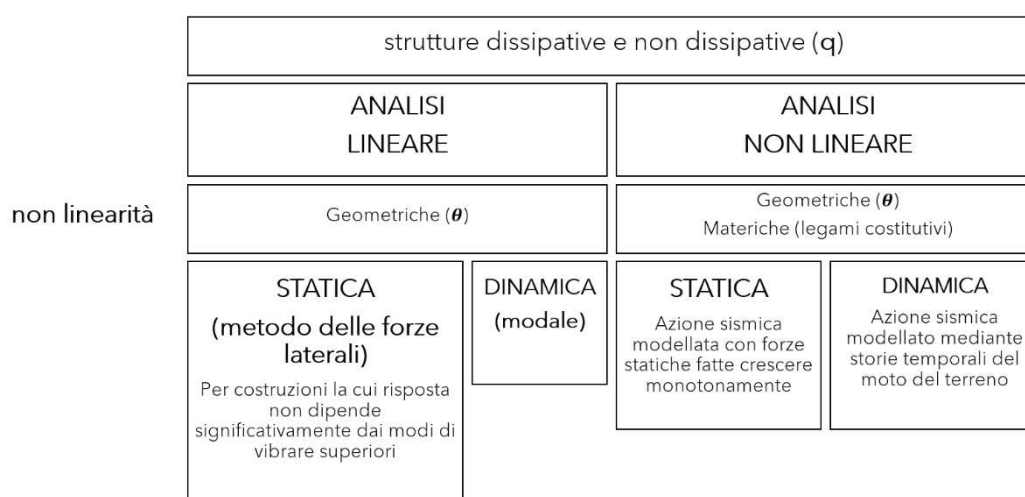


Fig. 4.4.3 - Metodologie di analisi

¹ INTRODUZIONE ALL'ANALISI NON LINEARE DELLE STRUTTURE - M. Bozza Copyright © ADEPRON

² M.L. Beconcini, Dispensa di costruzioni in zona sismica, UNIPI

Analisi lineare

L'analisi lineare di fatto prende in considerazione le non linearità in maniera empirica, attraverso l'introduzione di specifici parametri; per iniziare viene presa in considerazione la capacità dissipativa della struttura.

Per tener conto della resistenza che il sistema possiede anche dopo il superamento del tratto elastico, si abbatta la domanda sismica di un fattore di comportamento q . Il valore che può assumere q è tabulato al §7.3.1 della NTC 2018 in funzione del comportamento strutturale (dissipativo e non dissipativo) e dello stato limite considerato.

STATI LIMITE		Lineare (dinamica e statica)	
		Dissipativo	Non dissipativo
SLE	SLO	$q=1.0$	$q=1.0$
	SLD	$q\leq 1.5$	$q\leq 1.5$
SLU	SLV	$q\geq 1.5$	$q\leq 1.5$
	SLC	---	---

Tab. 4.4.3.I Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

Per strutture dissipative il valore di q dipende della tipologia strutturale, dal suo grado di iperstatica e dai criteri di progettazione adottati ed è rappresentativo delle capacità dissipative del materiale.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

Dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 4.4.3.II

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Costruzioni di muratura	
Costruzioni di muratura ordinaria	1,75 α_u/α_1
Costruzioni di muratura armata	2,5 α_u/α_1
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	3,0 α_u/α_1
Costruzioni di muratura confinata	2,0 α_u/α_1
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	3,0 α_u/α_1

Tab. 4.4.3.II - Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità

Per quanto riguarda gli effetti delle non linearità geometriche, viene individuato un fattore θ e dei range di valore all'interno dei quali le non linearità geometriche possono essere trascurate oppure vanno considerate. Il fattore θ può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{ER}}{V \cdot h}$$

dove:

P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante

d_{ER} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q ;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1; possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2; devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

Per fattori di comportamento elevati (generalmente superiori a 2,5) può accadere che le ordinate dello spettro SLD superino le corrispondenti ordinate dello spettro SLV; ne può conseguire la plasticizzazione degli elementi strutturali in seguito ad avvenimenti relativamente frequenti, ovvero quelli corrispondenti agli SLD. Una soluzione al problema può essere quella di condurre una verifica in termini di resistenza allo SLD o, in alternativa, adottare un fattore di comportamento allo SLD ridotto, in modo tale da mantenere il valore dell'ordinata dello spettro al di sotto del valore richiesto per lo SLV.

Un altro aspetto da tenere in conto sono gli effetti derivati dalla non coincidenza tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze, di parla di "eccentricità del centro di massa". Se l'azione orizzontale è applicata nel baricentro delle rigidezze si otterrà uno spostamento traslazionale puro. In caso contrario lo spostamento traslazionale sarà accoppiato da una rotazione dell'impalcato. Tali effetti possono essere interpretati con l'applicazione di carichi statici di tipo momento torcente e di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse. *In assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti¹*

Analisi lineare dinamica

O "analisi modale" è il metodo di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica per comportamenti strutturali sia dissipativi che non dissipativi.

L'analisi lineare dinamica consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);

- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti. Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa

È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%. Gli effetti relativi a ciascun modo devono essere combinati secondo la formula:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

dove:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j calcolato con formule di comprovata validità.

Analisi lineare statica

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica. Condizione necessaria per l'applicazione del metodo è che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi 2,5 TC o TD e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T_1 (in secondi) può essere stimato

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

Dove:

F_i forza da applicare alla massa i -esima

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

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i -esima e della massa j -esima

z_i e z_j sono le quote rispetto al piano di fondazioni, delle masse i e j

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

W è il peso complessivo della costruzione

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

g è l'accelerazione di gravità

Valutazione degli spostamenti per l'analisi lineare

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_c$$

Gli spostamenti allo SLC si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,25 gli spostamenti allo SLV.

Analisi non lineare

In normativa vengono indicati gli ambiti di applicazione dell'analisi non lineare:

- valutare gli spostamenti relativi allo SL di interesse;
- eseguire le verifiche di duttilità relative allo SLC;
- individuare la distribuzione della domanda inelastica nelle costruzioni progettate con il fattore di comportamento q ;
- valutare i rapporti di sovraresistenza μ/μ_1 come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione, in alternativa ai metodi di analisi lineare;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Analisi non lineare dinamica

Allo stato limite di prevenzione del collasso SLC, le verifiche sono svolte in campo non lineare e consistono nel confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile. Tale analisi permette di individuare l'attivazione di meccanismi fragili.

Presuppone l'impiego di storie temporali; ciascuna storia (accelerogramma) descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica. L'insieme delle tre componenti (due orizzontali tra loro ortogonali e una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali.

I modelli da utilizzare per effettuare le analisi non lineari dinamiche devono consentire una corretta rappresentazione degli elementi strutturali in termini di rigidità, resistenza e di comportamento post-elastico, dovendo rappresentare correttamente la capacità dissipativa per isteresi. A tal proposito, la norma richiede che, nel rappresentare la rigidità flessionale e a taglio dei singoli elementi di muratura, si tenga conto della fessurazione; viene indicato, inoltre, che, in assenza di analisi specifiche, la rigidità degli elementi fessurati non sia assunta minore del 50% delle corrispondenti rigidità non fessurate.

Per l'analisi statica non lineare è in ogni caso richiesto il confronto dei risultati con quelli dell'analisi modale con spettro di risposta di progetto; la comparazione avviene in termini di sollecitazioni globali alla base. Il confronto è volto a verificare la coerenza dei risultati tenendo conto del fattore di comportamento; nel caso in cui si dovessero ottenere dei risultati discordanti, occorre procedere all'interpretazione della risposta della struttura e dei meccanismi inelastici evidenziati dalle analisi non lineari.

Analisi non lineare statica

Detta di push-over. Prevede che al sistema strutturale equivalente si applichino i carichi verticali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia aventi risultante (taglio alla base) F_b . Le forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro delle masse dell'ultimo livello della costruzione, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale.

Vengono individuati due gruppi di distribuzioni di forze di inerzia; si devono considerare almeno due distribuzioni, di cui una ricadente nel primo gruppo e l'altra nel secondo.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:

distribuzione proporzionale alle forze statiche, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,

- distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in ogni caso può essere utilizzata una
- distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

L'analisi statica non lineare permette di determinare, quindi, il diagramma $F_b - d_c$, che rappresenta la curva di capacità della struttura. La curva così ottenuta fa riferimento a un sistema a n gradi di libertà (MDOF, Multi-Degree-of-Freedom Linear Oscillator), perché sia

confrontabile con la curva di domanda, è necessario associare al sistema un sistema equivalente a un grado di libertà (SDOF, Single-Degree-of-Freedom Linear Oscillator). Dal confronto tra la curva di capacità e la domanda di spostamento per lo stato limite considerato è possibile determinare il livello di prestazione raggiunto.

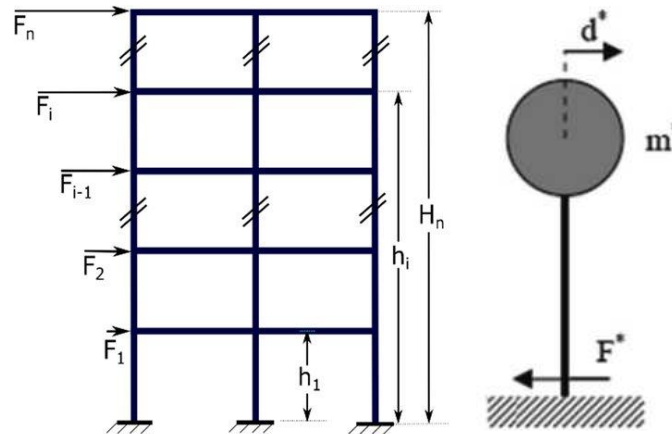


Fig. 4.4.3. Il Sistema bilineare equivalente

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

Dove Γ è il "fattore di partecipazione modale" definito dalla C7.3.5 della Circolare Esplicativa

Per poter determinare in forma chiusa l'energia dissipata dal sistema e, quindi, lo smorzamento equivalente, alla curva di capacità del sistema equivalente è utile sostituire una curva bilineare. Le tecniche di bilinearizzazione si basano usualmente su principi di equivalenza energetica, imponendo che le aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva $F_b - d_c$ siano uguali. In normativa vengono indicate due metodologie.

Metodo A

Alla curva di capacità del sistema equivalente si sostituisce una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (Fig 1.1). Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0.6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^* ; si individua imponendo

l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_{u}^* , corrispondente ad una riduzione di resistenza $0.15F_{bu}^*$.

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove $m^* = \phi M \tau$ e k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

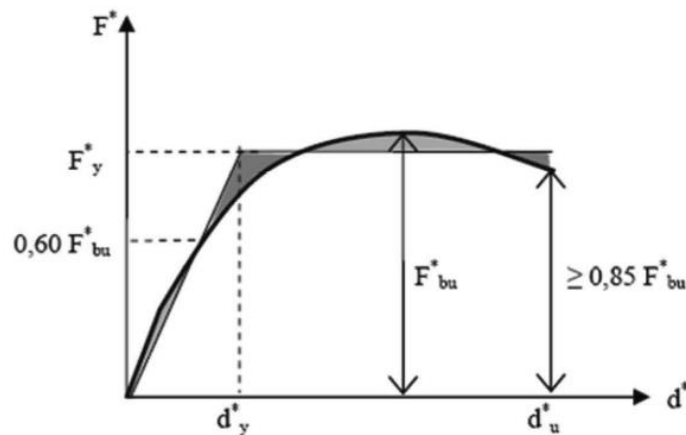


Fig. 4.4.3.III Diagramma bilineare equivalente – Metodo A

Metodo B

Data la curva di capacità del sistema equivalente $F^* - d^*$ ad essa si sostituisce una curva bilineare equivalente, in termini energetici, ottenuta adottando un primo tratto con pendenza pari alla rigidezza iniziale della struttura ed identificando la forza F_y^* e la pendenza del tratto $F_y^* - d_{max}^*$ imponendo l'uguaglianza dell'area sottesa dalle due curve, come mostrato in Figura C7.3.3. Per rappresentare la curva bilineare $F^* - d^*$ sul piano ADRS, occorre dividere le forze per m^* .

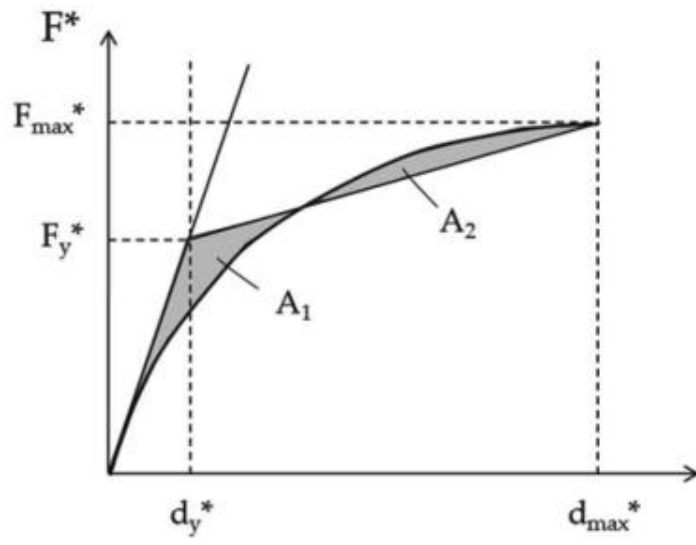


Fig. 4.4.3.IV Diagramma bilineare equivalente – Metodo B

Cap 5

Complesso parrocchiale della chiesa dei SS Pietro, Paolo e Donato

Il fabbricato individuato come oggetto di studio è il complesso parrocchiale adiacente alla Chiesa dei Santi Pietro, Paolo e Donato sito nel comune di Corridonia, in provincia di Macerata. La struttura è stata interessata dagli eventi sismici del 2016 e ne risulta significativamente lesionata.

I locali in oggetto hanno funzioni connesse a quelle parrocchiali al piano terra (pinacoteca, archivio, ecc.) e residenziali al piano primo, integrati da dei locali interrati adibiti a magazzino e deposito ai quali si collega un sistema di grotte. La pianta è irregolare, formata da un corpo centrale sul quale si innestano due corpi di forma allungata. Data la natura planimetrica, si è proceduto, in fase di analisi, alla divisione in sottostrutture, in modo da individuare tre corpi tra loro coerenti.

Il rilievo metrico è effettuato con tecnica laser ed è stato fornito dall'arch. Domizi Franco; sono state fornite anche i risultati di prove endoscopiche e geologiche. È stato possibile quindi acquisire preventivamente una discreta conoscenza delle tipologie strutturali, poi integrata per mezzo di un sopralluogo visivo volto al conseguimento di una più chiara lettura del fabbricato; quindi si è proceduto conducendo le indagini sui materiali.



Fig. 5.1 Rilievo laser (nuvola di punti)



Fig. 5.II - Chiesa SS Pietro, Paolo Donato adiacente al complesso parrocchiale (visibile sulla destra)



Fig. 5.III Corte antistante il complesso parrocchiale

5.1 Inquadramento

L'edificio si colloca nel tessuto urbano storico, all'interno della cinta muraria della città, nell'area compresa tra via Pier Francesco Costantini, via Maso da Montolmo e via Camillo Benso conte di Cavour. Nelle foto satellitari sottostanti viene prima individuata la posizione all'interno del contesto urbano e successivamente viene messa in evidenza la parte di fabbricato adiacente alla chiesa ed oggetto di studio. Il complesso della parrocchia si sviluppa a ridosso della chiesa dei Santi Pietro, Paolo e Donato, il cui nucleo originario risale al XIII sec.; la chiesa è stata oggetto di un successivo ampliamento ad opera del Valdier.



Fig. 5.1.1 Corridonia - Google Earth

La conformazione dell'edificio ne suggerisce uno sviluppo per superfetazioni; si possono distinguere tre corpi principali, la cui datazione è incerta, ma riconoscibili come appartenenti a fasi evolutive differenti.

La più antica fonte testimoniante l'assetto dell'abitato è risalente al catasto gregoriano, redatto su volere di Gregorio XVI nel 1835. È possibile riconoscere la struttura della Chiesa e del campanile, la cui posizione isolata è ben evidente; rispetto all'assetto attuale, è possibile individuare delle preesistenze nell'area corrispondente al corpo di fabbrica più ad est. I locali che si affacciano sulla corte centrale, invece, (i due corpi di forma allungata, rispettivamente posti sul lato nord e sul lato sud), non sono riconoscibili nella mappa, seppure è individuabile una preesistenza in corrispondenza del corpo a sud.



Fig. 5.1. Il Mont'Olmo – mappa gregoriana

5.2 Inquadramento sismico

Prima di procedere all'inquadramento sismico del sito è opportuno chiarire alcuni concetti come quello di "rischio" sismica; quindi, dopo aver analizzato la definizione di azione sismica riportata in normativa tecnica, si può introdurre il principio delle microzonazione.

5.2.1 Rischio sismico

Il rischio sismico è un indicatore che consente di valutare gli effetti in termini di danni che un evento sismico può provocare in una determinata area. Il calcolo tiene conto dell'intervallo di tempo del terremoto, della probabilità di accadimento e del grado di intensità. Il rischio sismico dipende dall'interazione di 3 fattori:

$$R = P \times V \times E$$

Dove:

P = Pericolosità. È la probabilità di superamento di un dato evento (probabilità che si verifichi un terremoto di intensità superiore alla soglia di picco fissata); dipende esclusivamente dalla caratteristica fisica del territorio

V = Vulnerabilità. Indica la predisposizione di una costruzione a subire danneggiamenti e crolli. È relazionata alle caratteristiche strutturali e materiche dell'edificio e risulta ovviamente l'unico parametro sul quale è possibile intervenire per ridurre il rischio sismico.

E = Esposizione. Indica la possibilità che un'area subisca un danno in termini economici, di vite e di beni culturali

La pericolosità sismica è classificata in una mappa, diventata ufficialmente di riferimento con l'Ordinanza n. 3519 del 28 aprile 2006, che divide il territorio italiano in funzione all'accelerazione orizzontale massima di riferimento. Le Marche e la zona del maceratese rientrano nella zona sismica 2.

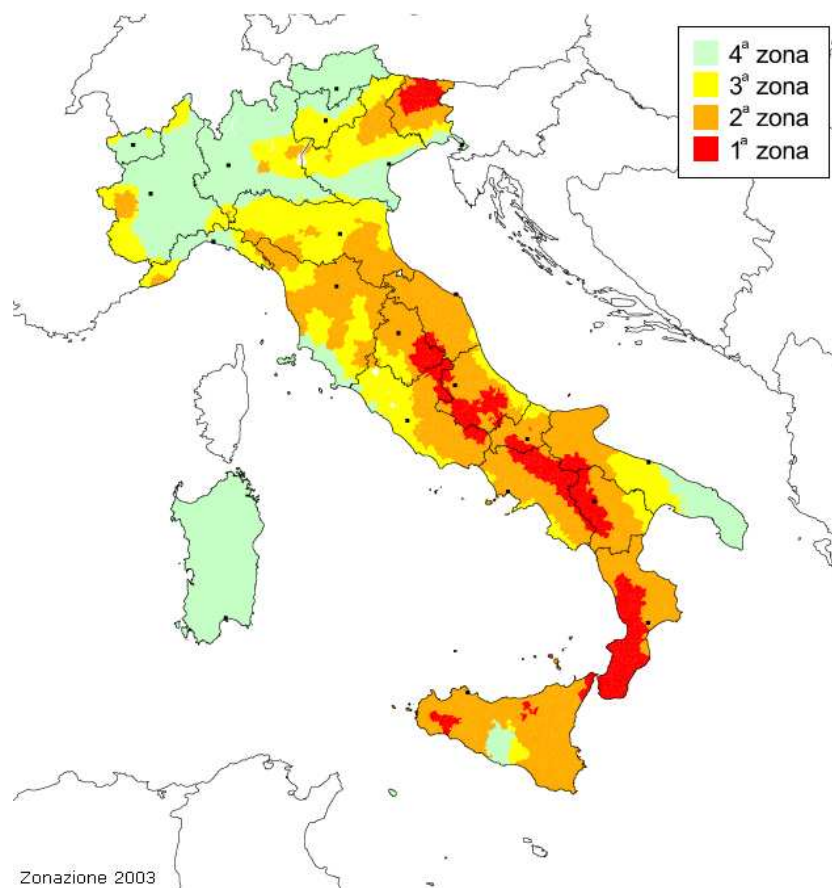


Fig. 5.2.1 zonazione sismica

5.2.2 Azione sismica in normativa

Secondo la normativa l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- storia temporale del moto del terreno.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR; Per strutture con periodo fondamentale superiore a 4,0 s viene raccomandato di utilizzare una descrizione dell'azione sismica per mezzo di storie temporali.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

Dove:

S è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione: $S = S_s \cdot S_T$ con S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T coefficiente di amplificazione topografica

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali B diversi dal 5% [3.2.4]

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro definito dalla [3.2.5]

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante definito dalla [3.2.6]

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro definito dalla [3.2.7]

5.2.3 Microzonazione

Da quanto detto finora si può concludere che l'entità del danno è funzione della qualità della costruzione, ma anche della pericolosità sismica del sito, nonché della tipologia di suolo. La considerazione che le condizioni locali dei terreni di fondazione condizionassero in modo importante gli effetti del terremoto era parsa chiara già da tempo. Già un secolo fa i criteri informativi delle Norme Tecniche approvate con regio decreto 18 aprile 1909, n. 193, a seguito del disastroso terremoto di Messina e Reggio Calabria del 1908, riportavano il divieto di nuove costruzioni e ricostruzioni "su terreni posti sopra e presso fratture, franosi". Da allora sono stati eseguiti molti studi su forti terremoti (es. Friuli, 1976; Irpinia, 1980; Città del Messico, 1985; Kobe, Giappone 1992; Izmit, Turchia 1999; San Giuliano di Puglia, 2002), raccolti dati e informazioni che hanno dimostrato come le caratteristiche locali del territorio possano alterare in maniera evidente l'azione sismica.

La microzonazione sismica è un'operazione complessa e multidisciplinare, che ha lo scopo di riconoscere, a una scala sufficientemente piccola (scala comunale o sub comunale), le condizioni geologiche, geomorfologiche e geotecniche locali dell'immediato sottosuolo, che possono alterare più o meno sensibilmente le caratteristiche del movimento sismico atteso generando amplificazioni del moto sismico e/o deformazioni permanenti. In altri termini tale analisi ha l'obiettivo di individuare eventuali effetti di sito a seguito di un sisma.

Sono individuabili tre livelli di approfondimento:

MS di livello 1: individua zone omogenee su basi prettamente geologiche. Distingue tre categorie: zone stabili, stabili con amplificazioni, instabili.

zone stabili: zone dove non si ipotizzano effetti locali di rilievo;

zone stabili suscettibili di amplificazioni locali: zone dove sono attese amplificazioni del moto sismico dovute alla litostratigrafia e alla morfologia locale;

zone suscettibili di instabilità: zone dove gli effetti sismici attesi e predominanti sono riconducibili a deformazioni permanenti del territorio. Le tipologie di instabilità individuate sono: instabilità di versante; liquefazioni; faglie attive e capaci; cedimenti differenziali.

MS di livello 2 e 3: quantifica numericamente l'amplificazione del moto sismico, utilizzando abachi (livello 2) oppure analisi numeriche di risposta sismica locale (livello 3).

La normativa evidenzia l'importanza di conoscere la storia sismica del sito, così da poter riconoscere nei quadri fessurativi, i meccanismi già attivati in seguito a eventi sismici pregressi e dunque evidenziare eventuali vulnerabilità della struttura.

Dal materiale reperibile sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, si osserva come il sito di Corridonia sia stato interessato frequentemente da eventi sismici (il grafico riporta esclusivamente eventi con intensità maggiore a 3);

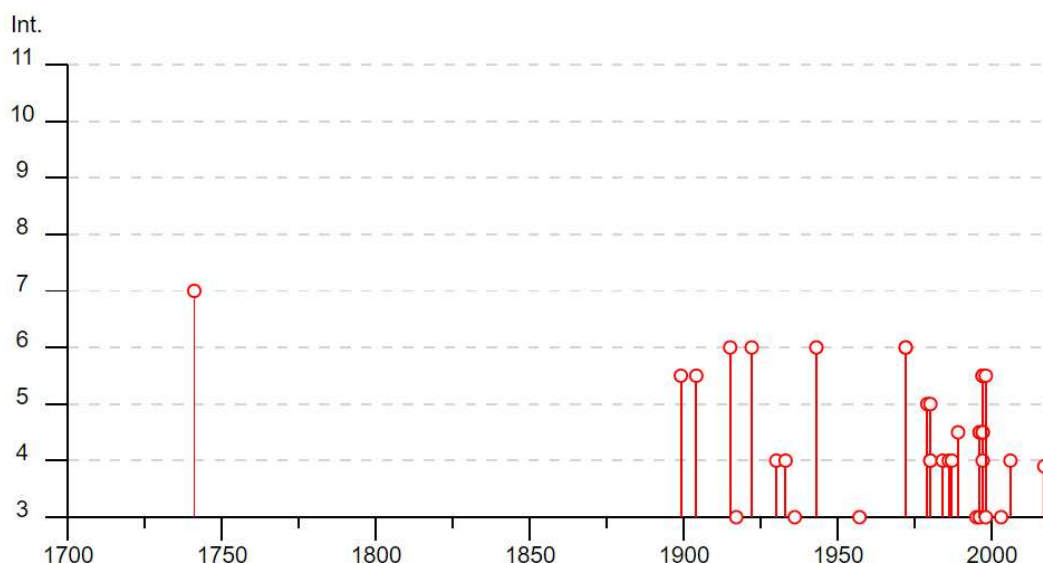


Fig. 5.2.3 – Storia sismica di Corridonia

5.3 Stato di Fatto

Andiamo ad approfondire la conoscenza del manufatto oggetto di studio. In primo luogo è necessario conseguire una buona conoscenza dello sviluppo planimetrico, questa infatti è la base per riscontrare eventuali problematiche strutturali (pareti in falso, mancanza di pannelli di spina, ecc) e per la formulazione di ipotesi sulle fasi evolutive. Quindi si è proceduto con l'osservazione della tipologia e dell'orditura dei solai, con particolare attenzione alle coperture. Infine, si è proceduto con il rilievo del danno col il fine di individuare le vulnerabilità e i cinematismi relativi al quadro fessurativo

5.3.1 Rilievo geometrico

L'edificio ha un'impronta di circa 420 metri quadrati. È costituito da un corpo a est, probabilmente il più datato; per l'assetto irregolare, l'assenza di allineanti tra delle quote di gronda, la mancanza di un disegno coerente, questa parte del fabbricato, si propone come un aggregato sviluppatosi per superfetazioni e rielaborazioni. Ad ovest è presente una corte di ingresso sulla quale si affacciano altri due corpi di aspetto allungato e dall'impianto strutturale più omogeneo e probabilmente di datazione più recente.

Un'approfondita conoscenza del rilievo geometrico è fondamentale come base per l'elaborazione del modello di calcolo. Il rilievo fornito risulta dettagliato e completo e ha permesso un'approfondita conoscenza anche degli orizzontamenti

Per il rilievo completo del fabbricato si rimanda agli elaborato in allegato:

- Allegato 1: planimetria piano primo e secondo sotto strada e grotte
- Allegato 2: planimetria piano terra
- Allegato 3: planimetria piano primo e primo rialzato
- Allegato 4: planimetria copertura
- Allegato 5, 6, 7, 8: prospetto
- Allegati 9, 10, 11, 12: sezioni

5.3.2 Stato del danno

Di seguito viene riportato un report fotografico del sopralluogo effettuato presso l'edificio. In particolare, sono riportate alcune immagini rappresentative dello stato dei luoghi e tra queste vengono evidenziate le lesioni riscontrate. La condizione di danno più evidente è stata riscontrata nel corpo a sud (sovrastante il muro di contenimento).

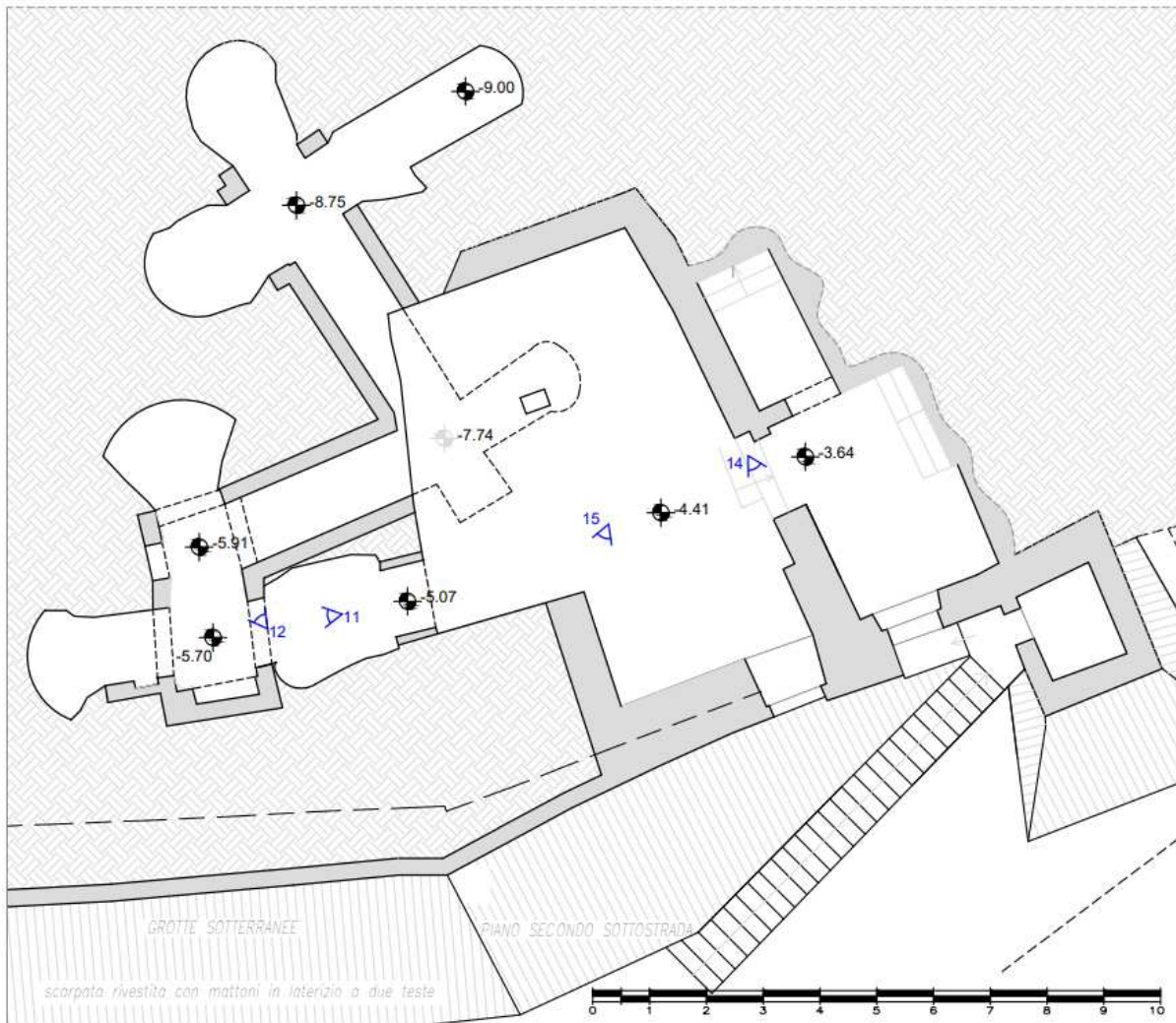


Fig. 5.3.I – Coni ottici – piano secondo sottostrada



Fig. 5.3.II – coni ottici, foto 11

Foto 11

I locali delle grotte sono ricavati nel terreno sottostante la struttura e non presentano elementi strutturali in muratura (fatto salvo la rifinitura dei passaggi con archi in mattino).

Data la sua natura autonoma sono state escluse dalla modellazione.



Fig. 5.3.III – coni ottici, foto 12

Foto 12

La muratura impiegata nelle grotte evidenzia una condizione di schiacciamento.



Fig. 5.3.IV – coni ottici, foto 14

Foto 14

Muratura a doppio pannello priva di collegamento; distacco tra i pennelli; solaio poggia solo sul primo pannello, ha esercitando un'azione di spinta sul secondo in caso di evento sismico.

La malta risulta di medio-bassa qualità, poco coerente e con giunti spessi.



Fig. 5.3.V – coni ottici, foto 15

Foto 15

La trave poggia su un divisorio di un locale non accessibile.

Non è stata trovata traccia di interventi pregressi, gli orizzontamenti lignei esistenti essendo deformabili non garantiscono un'adeguata ripartizione dell'azione sismica, comportamento che sarebbe opportuno compensare per mezzo di incatenamenti o altri interventi di collegamento. Non è possibile considerare un comportamento scatolare e quindi non si può escludere una vulnerabilità nei confronti di meccanismi locali. Il sistema malta-mattone è di scarsa qualità, soprattutto per lo stato della malta (decoesa); la condizione dei giungi è facilmente riscontrabile in quanto non risulta presente alcuna ristilatura.

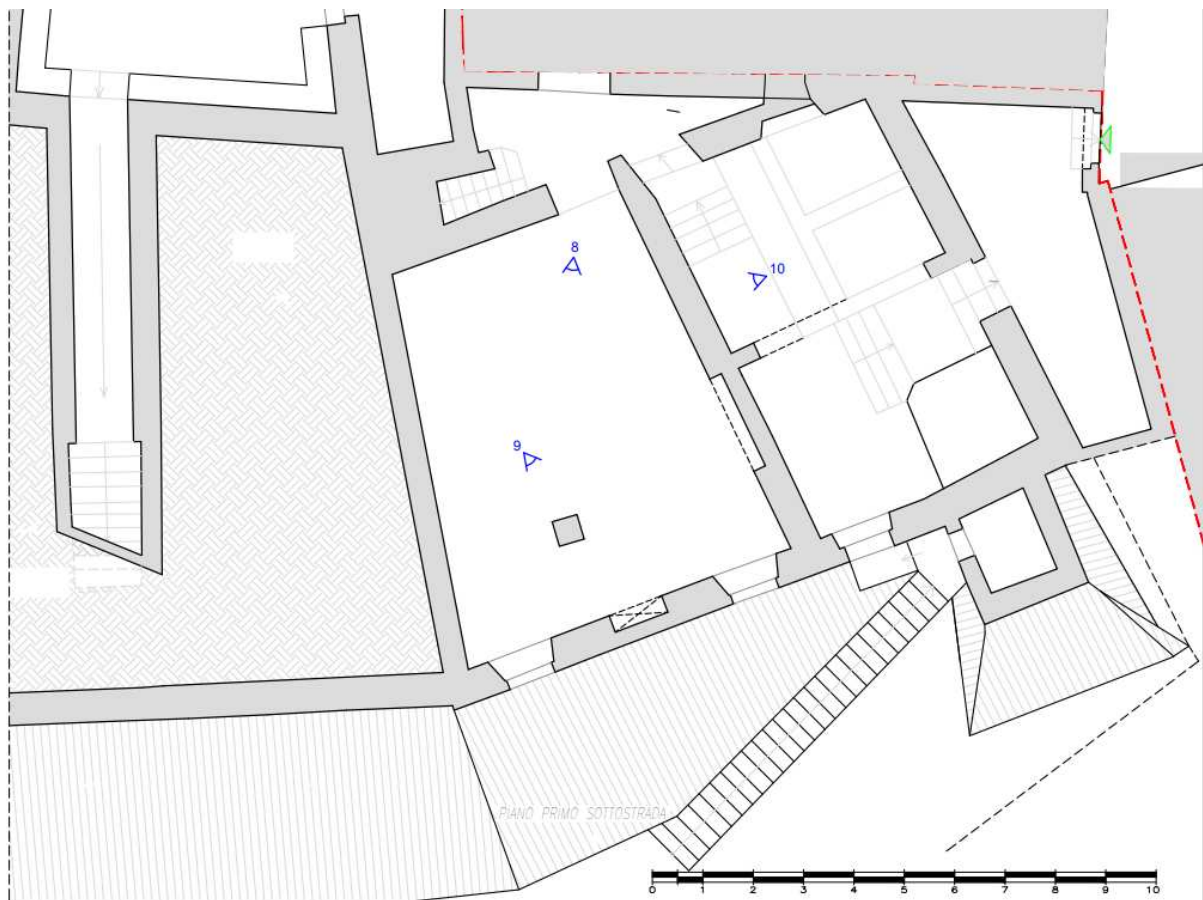


Fig. 5.3.VI- Coni ottici – piano primo sottostrada



Foto 8

Solai piani sottostrada vetusti e con freccia significativamente percepibile.

Fig. 5.3.VII – coni ottici, foto 8



Foto 9

Trave interrotta con appoggio su colonna.

Fig. 5.3.VIII – coni ottici, foto 9



Foto 10

Punto di saggio. I mattoni hanno dimensioni differenti; nel punto in oggetto il muro è costituito da due pannelli affiancati entrambi a doppia testa ma di spessori differenti. La malta è decoesa e i giunti disgregati.

Fig. 5.3.IX – coni ottici, foto 10

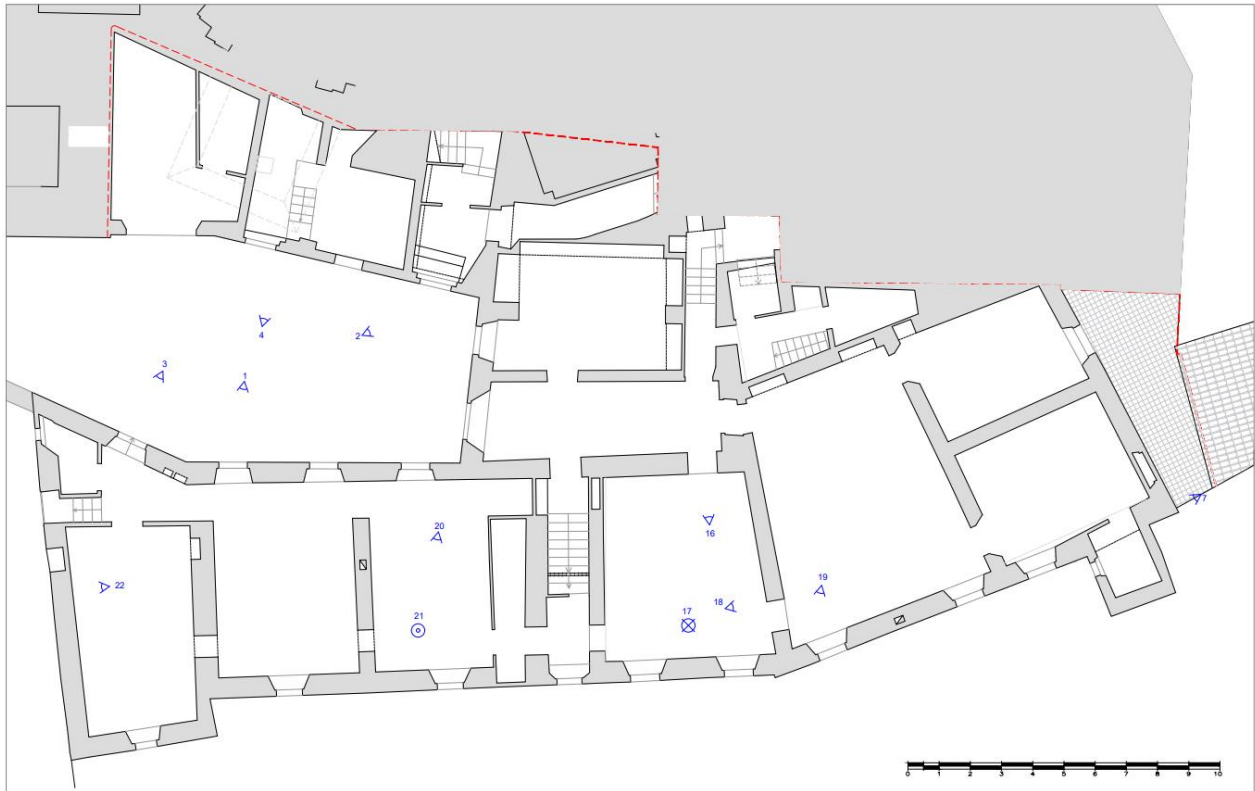


Fig. 5.3.XI – coni ottici, piano terra

La facciata presenta molteplici fessure, in particolare nelle fasce comprese tra le aperture. Le lesioni hanno andamento prevalentemente verticale, il quale può essere ricondotto o a un cedimento sul piano fondale, o all'attivazione di meccanismi locali di ribaltamento semplice delle facciate. La seconda ipotesi è avvalorata della presenza di lesioni nella pavimentazione del piano terra con andamento parallelo alle facciate (fig.18)



Fig. 5.3.XII – coni ottici, foto 2



Fig. 5.3.XII – coni ottici, foto 4



Fig. 5.3.XIV – coni ottici, foto 3



Fig. 5.3.XV – coni ottici, foto 1



Fig. 5.3.XVI – coni ottici, foto 16



Fig. 5.3.XVII– coni ottici, foto 17



Fig 5.3.XVII– coni ottici, foto 18



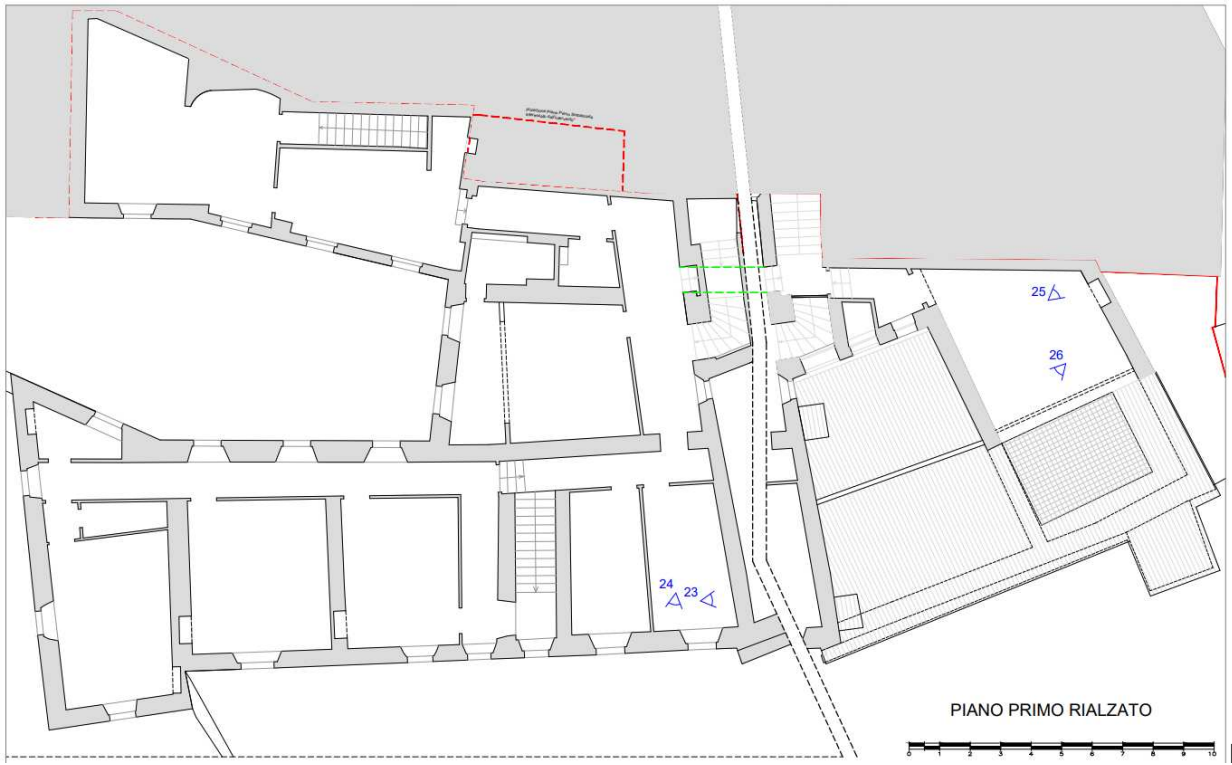
Fig. 5.3.XIX – coni ottici, foto 20



Fig. 5.3.XX – coni ottici, foto 21



Fig. 5.3.XXI – coni ottici, foto 22



5.3.XXII – coni ottici, piano primo e piano primo rialzato

Fig.



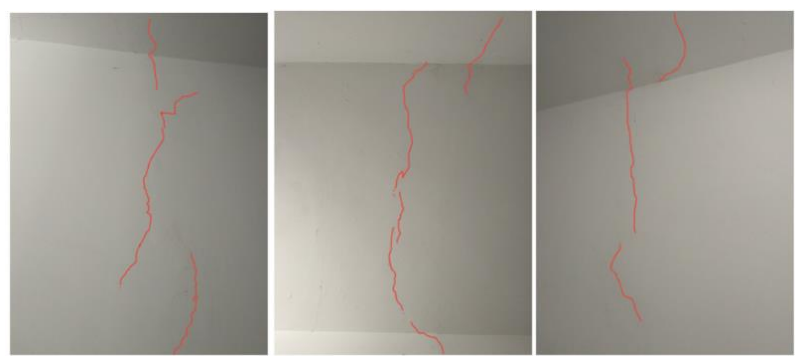
Fig. 5.3.XXIII – coni ottici, foto 26



Fig. 5.3.XXV – coni ottici, foto 24



Fig. 5.3.XXIV – coni ottici, foto 22



5.3 XXVI – coni ottici, foto 24

Fig.

5.4 Rilievo strutturale

Com'è emerso dalle indagini visive e da semplici prove (raschiamento giunti) è risultato che la malta è di medio-bassa qualità, probabilmente per una perdita di coesione dovuta all'invecchiamento risulta facilmente rimuovibile con un'azione di scalfittura. Le carenze della malta risultano aggravate dell'eccessivo spessore dei giunti. I mattoni risultano invece di buona qualità come emerso da prove in laboratorio su campioni prelevati in sito.

Per quanto concerne la tessitura dei pannelli sono state svolte indagini endoscopiche dalle quali si è potuto osservare un comportamento omogeneo nello spessore, anche nei setti con sezione di dimensioni maggiori possono.

La tipologia di architrave influisce sul comportamento delle fasce; nell'edificio sono presenti architravi lignei o con piattabanda.



Fig. 5.4 – tipologia architravi

5.4.1 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Al fine di ottenere un adeguato grado di conoscenza del manufatto, sono state svolte prove in sito e in laboratorio; L'attività sperimentale si è svolta in due fasi: le prima con prove sperimentali in sito, e successivamente, con prove nel Laboratorio Prove Materiali e Strutture della Sezione Strutture del Dipartimento DICEA. Le prove in sito sono state eseguite con l'uso di martinetti piatti; in laboratorio si è controllata la capacità resistente a compressione su muretti di materiale prelevato in sito sottoposti a compressione con controllo di deformazione.

I risultati sperimentali riguardano, in sintesi:

1. lo stato tensionale presente nelle murature in sito;
2. il rilievo delle caratteristiche di deformazione delle murature;
3. la resistenza a compressione della muratura;
4. rilievo delle caratteristiche di deformazione su provini (muretti) con materiale reperito in sito.

5.4.1.2 Prove: martinetto piatto

La prova si articola in due fasi, di cui la prima a con martinetto singolo, volta a determinare le tensioni attuali di esercizio e la seconda con martinetto doppio volta a determinare le caratteristiche di deformazione dei paramenti murari testati.

MARTINETTO SINGOLO

Il rilievo delle tensioni attuali d'esercizio dei paramenti murari testati è stato determinato sperimentalmente mediante la tecnica del "rilascio delle tensioni" con l'ausilio di martinetto piatto.

Per l'esecuzione delle prove si è fatto riferimento alla norma ASTM International C1196-14a. Un martinetto piatto è una tasca sottile simile ad una busta, con porte d'ingresso e uscita, che viene pressurizzato con olio idraulico (Foto n. 1). Esso è sostanzialmente costituito da due membrane in acciaio Inox saldate su un telaio rigido o anello di contenimento perimetrale (Fig. 1) in modo da realizzare un'intercapedine successivamente riempita di olio in pressione.



Fig. 5.4.1.2.I – martinetto piatto

La strumentazione utilizzata comprende:

- Un martinetto piatto di forma semiovale con dimensioni nominali 350x259 mm e spessore 4,1 mm di cui 0,8 di lamiera per ciascuna faccia.
- Pompa idraulica manuale corredata da manometri con range 0-25 bar e 0-100 bar
- Deformometro digitale con base di misura nominale 250 mm, campo di misura 10 mm (± 5 mm) e con sensibilità 00,001 mm/divisione

Questa tecnica prevede le seguenti operazioni:

- 1) una volta individuata la zona da indagare vengono posizionati mediante inghisaggio, a cavallo della sezione prescelta, tre basi di misura verticali, ciascuna costituita da capisaldi (spinotti in acciaio) provvisti di sedi adatte ad ospitare i puntali di un deformometro meccanico rimovibile (Fig. 6.4.1.2.II);
- 2) su ciascuna base verticale si esegue la misura tra i due capisaldi in posizione pressoché simmetrica rispetto al ricorso di malta in cui verrà realizzato il taglio. Tale misura viene registrata come valore di riferimento iniziale;
- 3) viene quindi eseguito, mediante una sega circolare, un taglio in direzione normale alla superficie muraria in corrispondenza del giunto di malta che individua la sezione prescelta in modo da formare una tasca. Per effetto della discontinuità prodotta dal taglio il materiale subisce un rilascio di tensione ed i valori delle misure iniziali rilevate alle tre basi di misura verticali diminuiscono;

- 4) nella tasca viene introdotto un martinetto piatto di spessore leggermente inferiore a quello del taglio in cui viene pompato olio in pressione fino a che le basi di misura, poste in posizione simmetrica rispetto al taglio, non ritornano alla lunghezza iniziale. La pressione misurata al manometro della pompa al momento del raggiungimento delle condizioni iniziali è pari alla sollecitazione preesistente nella muratura a meno di due costanti, di cui l'una tiene conto del rapporto tra la superficie del martinetto e quella del taglio, e l'altra della rigidità del martinetto stesso.

La sollecitazione media di compressione nella muratura f_m (N/mm²) è determinata secondo la relazione:

$$f_m = K_m \cdot K_a \cdot p$$

dove:

- K_m è una costante adimensionale (fattore di conversione) che rispecchia le proprietà geometriche e di rigidità del martinetto piatto, determinata sperimentalmente (curva di taratura del martinetto piatto);
- K_a costante rappresentativa del rapporto tra l'area misurata del martinetto piatto e l'area media misurata del taglio;
- p è la pressione al manometro della pompa idraulica (in bar), necessaria per ripristinare, con una tolleranza accettabile, la distanza iniziale misurata tra i punti fissi di misura;

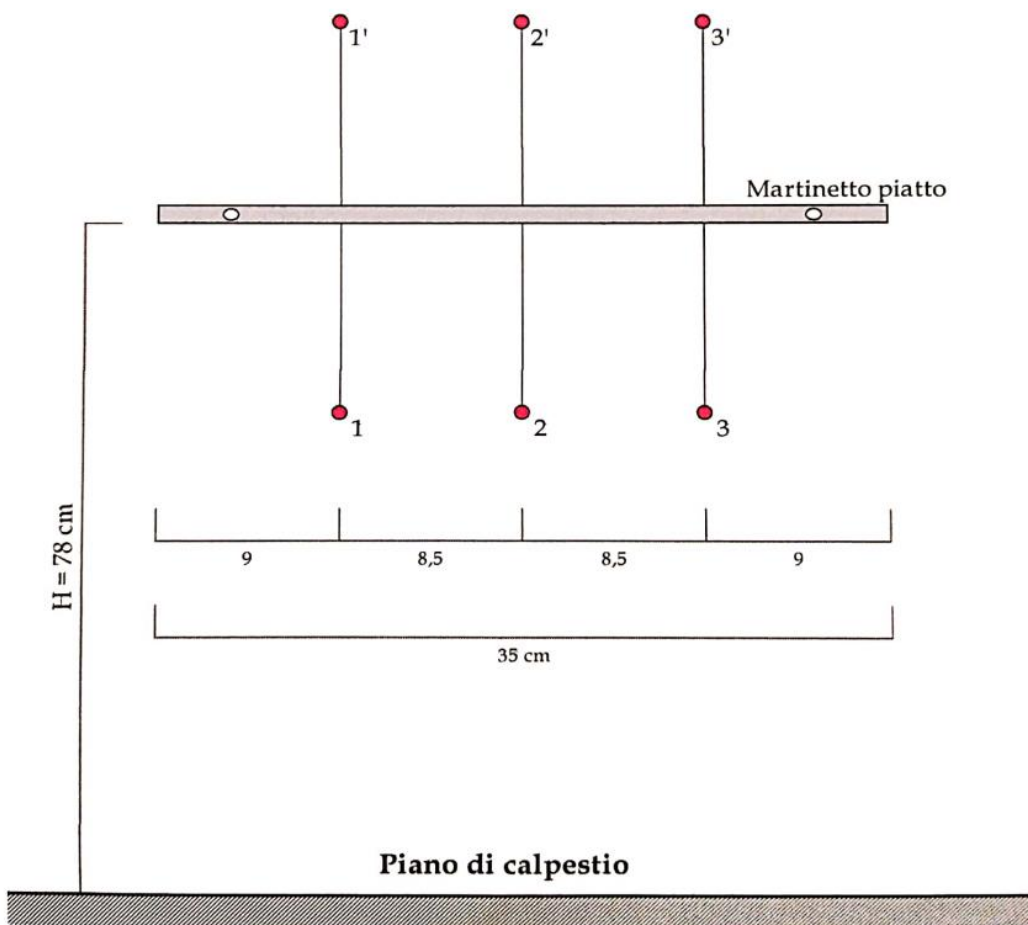


Fig. 5.4.1.2.II – schema di posizionamento del martinetto piatto singolo – punto di prova 1



Fig. 5.4.1.2.III – posizionamento del martinetto piatto nella muratura

Pressione p (bar)	Tensione f_m (N/mm ²)	Letture rilevate al deformometro				Misure effettive delle basi di misura verticali			
		1-1'	2-2'	3-3'	(media)	1-1'	2-2'	3-3'	(media)
		(mm)				(mm)			
Tensione di esercizio	0.00	5.54	6.803	1.59	4.64	249.47	250.73	245.52	248.57
0	0.00	5.26	6.300	1.34	4.30	249.19	250.23	245.27	248.23
0.6	0.05	5.29	6.34	1.36	4.33	249.22	250.27	245.29	248.26
1.2	0.11	5.33	6.49	1.45	4.42	249.26	250.42	245.38	248.35
1.8	0.16	5.43	6.56	1.50	4.50	249.36	250.49	245.43	248.43
2.4	0.21	5.46	6.66	1.53	4.55	249.39	250.59	245.45	248.48
3.0	0.26	5.51	6.71	1.59	4.60	249.43	250.64	245.51	248.53
3.4	0.30	5.54	6.80	1.59	4.64	249.47	250.73	245.51	248.57

Tab. 5.4.1.2.I – risultati da prove con martinetto – punto di misura 1

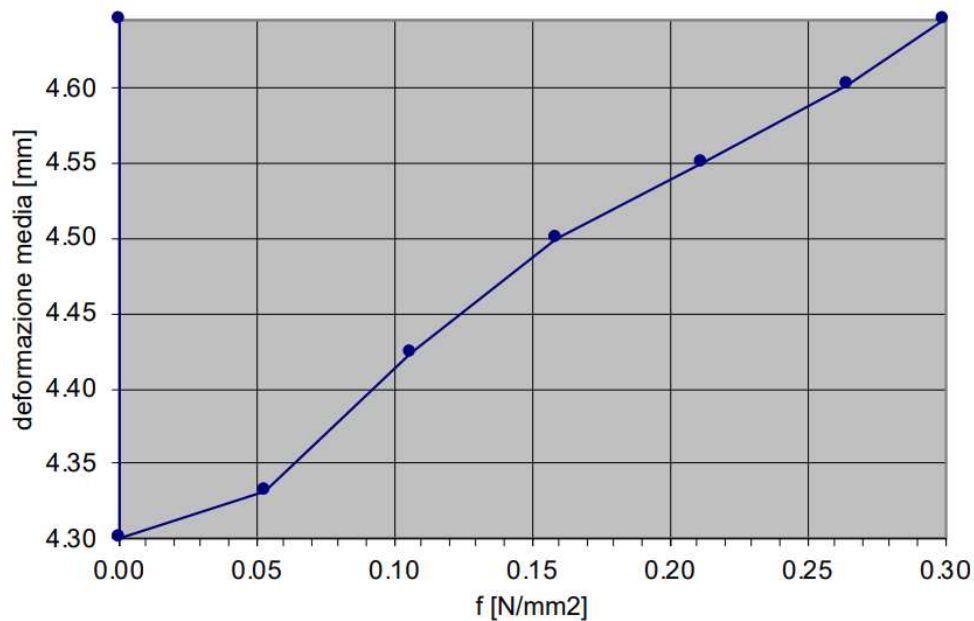


Fig. 5.4.1.2.IV – diagramma sperimentale di misure delle tensioni – punto di prova 1

Pressione p (bar)	Tensione f_m (N/mm ²)	Letture rilevate al deformometro				Misure effettive delle basi di misura verticali			
		1-1'	2-2'	3-3'	(media)	1-1'	2-2'	3-3'	(media)
		(mm)				(mm)			
Tensione di esercizio	0.00	7.64	5.048	1.98	4.89	251.58	248.99	245.92	248.83
0	0.00	7.44	4.798	1.76	4.67	251.39	248.74	245.70	248.61
1	0.09	7.52	4.84	1.78	4.71	251.46	248.78	245.72	248.65
2	0.18	7.53	4.91	1.79	4.74	251.47	248.85	245.73	248.68
3	0.26	7.55	4.93	1.82	4.77	251.49	248.88	245.76	248.71
4	0.35	7.6	4.98	1.83	4.80	251.54	248.92	245.78	248.75
5	0.44	7.64	5.00	1.89	4.84	251.58	248.94	245.83	248.78
6	0.53	7.64	5.05	1.97	4.89	251.58	248.99	245.91	248.83

Tab. 5.4.1.2.II – risultati da prove con martinetto – punto di misura 2

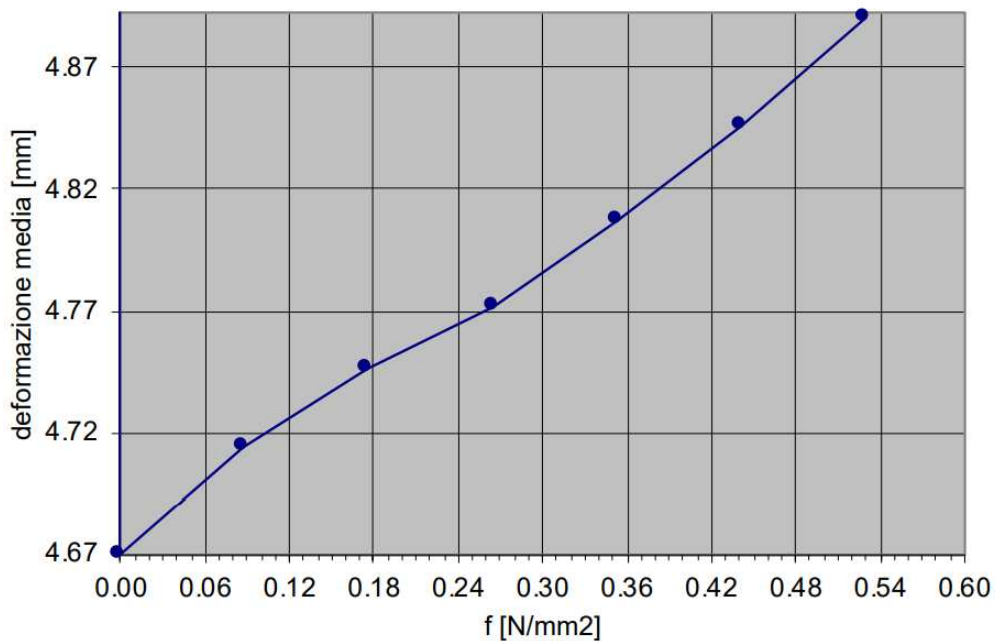


Fig. 5.4.1.2.V– diagramma sperimentale di misure delle tensioni – punto di prova 2

MARTINETTO DOPPIO

Questa indagine permette di stimare il valore del modulo di elasticità normale ed il modulo di Poisson. La tecnica è basata sull'uso di due martinetti piatti inseriti in tagli paralleli ed allineati verticalmente, collegati ad una pompa idraulica comune, per comprimere il volume di muratura compreso tra essi. La muratura sottostante e quella sovrastante fungono da contrasto alla reazione esercitata dai martinetti piatti.

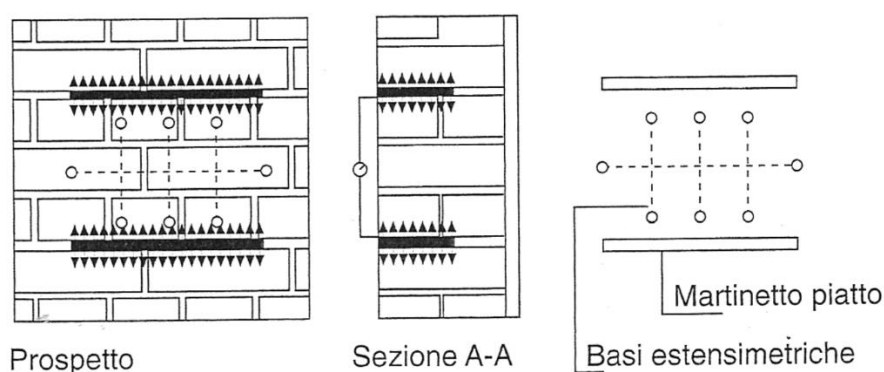


Fig. 5.4.1.2.VI– schema di posizionamento del martinetto piatto singolo



Fig. 5.4.1.2.VII –posizionamento del martinetto piatto singolo – punto di prova 2

Mediante l'incremento graduale della pressione esercitata dai martinetti piatti e la contemporanea misurazione della deformazione della muratura compresa tra essi si ottengono informazioni in merito alle proprietà elastiche del materiale. Le fasi operative sono:

1. Esecuzione di un secondo taglio (con stessa metodologia adottata in precedenza) posto sulla stessa verticale del precedente taglio, ad una distanza sufficiente a contenere

un numero significativo di elementi (elementi lapidei e giunti di malta) per poter fissare successivamente le basi deformometriche (necessarie a determinare il comportamento deformativo sotto carico, sia in direzione assiale che in direzione trasversale, del carico murario contenuto all'interno dei tagli stessi);

2. Posizionamento mediante inghisaggio all'interno dell'area compresa tra i due tagli di tre basi di misura verticali (1'-11'', 2'-2'', 3'-3'') e di una base di misura trasversale (4'-4'') ciascuna costituita da due capisaldi (spinotto in acciaio) provvisti di sedi adatte ad ospitare i puntali di un deformometro meccanico rimovibile;
3. Introduzione del secondo martinetto piatto nella nuova tasca ed esecuzione della misura iniziale delle basi di misura verticali e trasversali;
4. pompaggio dell'olio in pressione all'interno dei martinetti eseguendo alcuni cicli di carico, incrementando gradualmente il livello di sollecitazione in modo da poter determinare i moduli di deformabilità a vari livelli di sollecitazione.

La pressione dell'olio letta sul manometro del circuito idraulico è pari alla sollecitazione (f_m) presente nella muratura tra i due tagli a meno di due costanti di cui l'una K_a tiene conto del rapporto tra la superficie dei singoli martinetti e quella media dei due tagli e l'altra K_m della rigidità dei martinetti stessi.

$$f_m = K_m \cdot K_a \cdot p$$

5. misura di precisione, rilevata al comparatore millesimale del deformometro, per la determinazione dei valori delle basi di misura verticali nel corso della prova. Tali valori, opportunamente trasformati in deformazione, sono stati messi in relazione con la tensione di compressione, fornendo così la curva che ne descrive il legame costitutivo.

Contestualmente è stata eseguita la misura di precisione per la determinazione dei valori dell'effettiva base di misura orizzontale nel corso della prova. Anche tali valori, opportunamente trasformati in deformazione, sono stati messi in relazione con la tensione di compressione, fornendo così l'andamento del modulo trasversale.

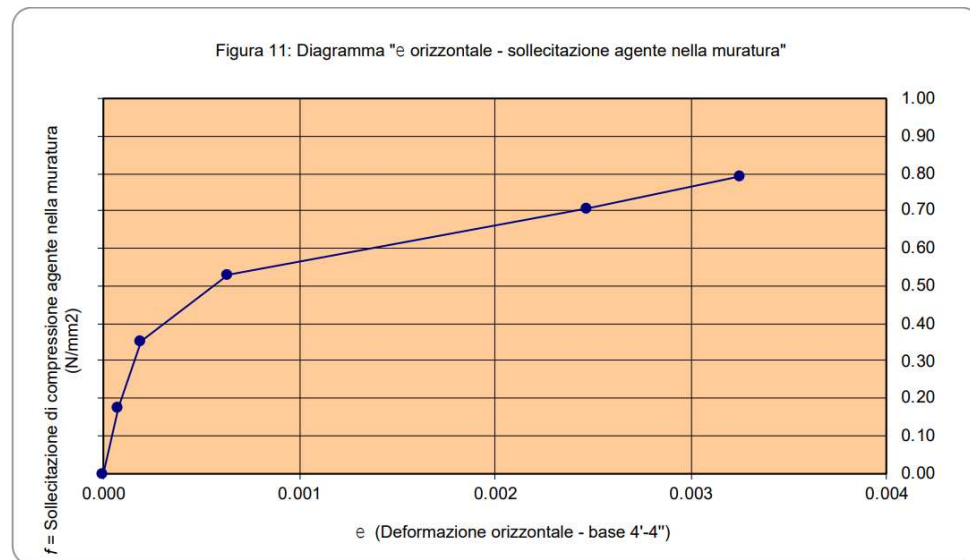
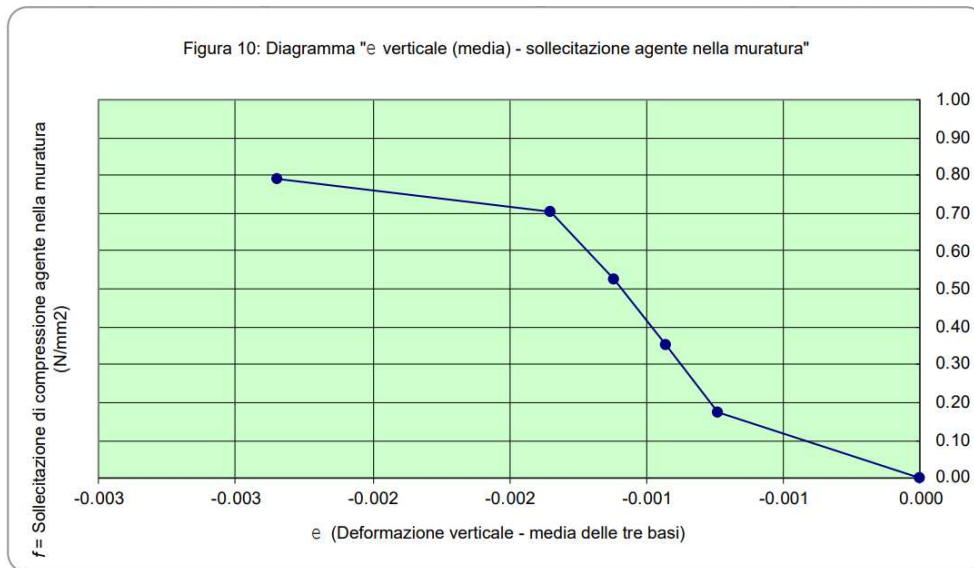


Fig. 5.4.1.2.VIII – punto di prova 1: (a) Diagramma sperimentale tensioni vs deformazioni verticali; (b) diagramma sperimentale tensioni vs deformazioni orizzontali.

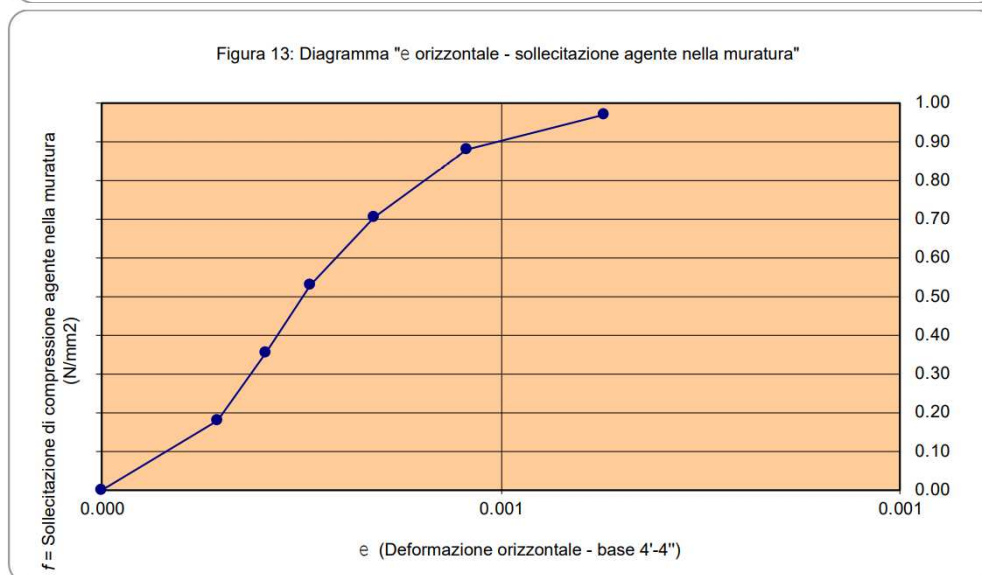
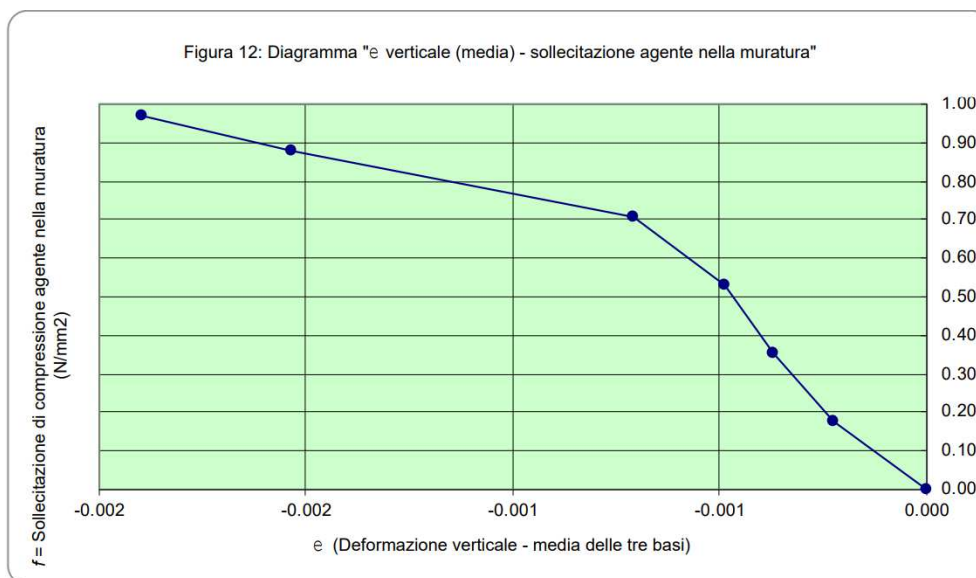


Fig. 5.4.1.2.IX – punto di prova 2: (a) Diagramma sperimentale tensioni vs deformazioni verticali; (b) diagramma sperimentale tensioni vs deformazioni orizzontali.

I dati sperimentali di deformazione ottenuti dalle prove in sito permettono di stimare un modulo elastico della muratura medio pari a circa $E_m = 400 \text{ N/mm}^2$ ed un coefficiente di Poisson $\nu \approx 0.22$

5.4.1.3 Prove: triplete

Per definire le caratteristiche meccaniche della muratura in oggetto, sono state eseguite delle prove a compressione in laboratorio su due provini ricostruiti con mattoni in laterizio prelevati in sito e utilizzando malte di calce con rapporto in volume 1:3 della qualità di una malta analoga a quella rilevata in sito (fig.6.4.1.3.1(a)). La costruzione dei campioni è stata eseguita in laboratorio considerando anche le irregolarità superficiali dei mattoni storici e con giunti di malta di

spessore circa uguale a 12-13mm. Le dimensioni medie dei campioni sono: campione n.1 285x120x375mm³ essendo il mattone pieno di dimensioni medie in larghezza pari a 120mm; campione n.2 300x120x350mm³. L'area resistente della sezione del campione sottoposto a prova di compressione è pari a circa 34200 mm² (fig.6.4.1.3.I(b)).



Fig. 5.4.1.3.I – (a) mattoni storici prelevati e (b) campione di prova a compressione.



Fig. 5.4.1.3.II – set-up per prova di compressione su campione n.1.

La prova sperimentale di compressione è stata eseguita sui due campioni utilizzando il set-up di fig.6.4.1.3.II, utilizzando per la misura della deformazione un comparatore per la misura dello spostamento verticale durante l'incremento della forza di compressione verticale applicata in modo monotonic. La prova di compressione viene sospesa quando si raggiunge la resistenza ultima della muratura con fessurazione prevalentemente verticale (fig.6.4.1.3.III).



Fig. 5.4.1.3.III – set-up per prova di compressione su campione n.1 e fessurazione

Nella fi.6.4.1.3.IV si riporta il diagramma sperimentale tensione verticale di compressione versus deformazione verticale elaborato per il campione n.1. Si evince che la capacità resistente è pari a circo $f_{m,R}=3.0 \text{ N/mm}^2$.

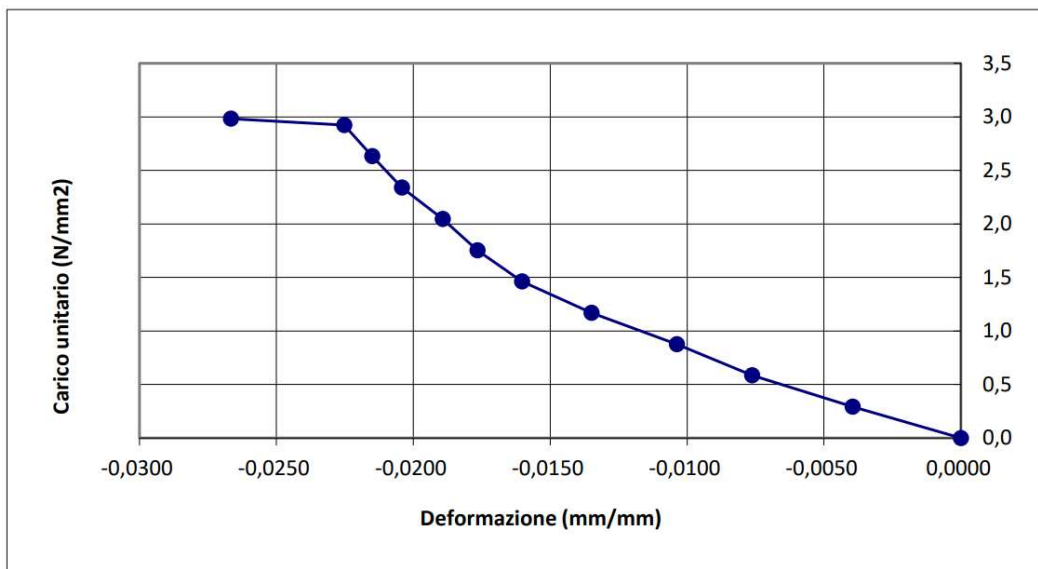


Fig. 5.4.1.3.IV – Diagramma sperimentale tensione verticale vs deformazione verticale (campione n.1)

Nella figura 6.4.1.3.VI si riporta il diagramma sperimentale tensione verticale di compressione – deformazione verticale elaborato per il campione n.2. Si evince che la capacità resistente è in questa seconda prova pari a circa $f_{m,R}=3.5 \text{ N/mm}^2$

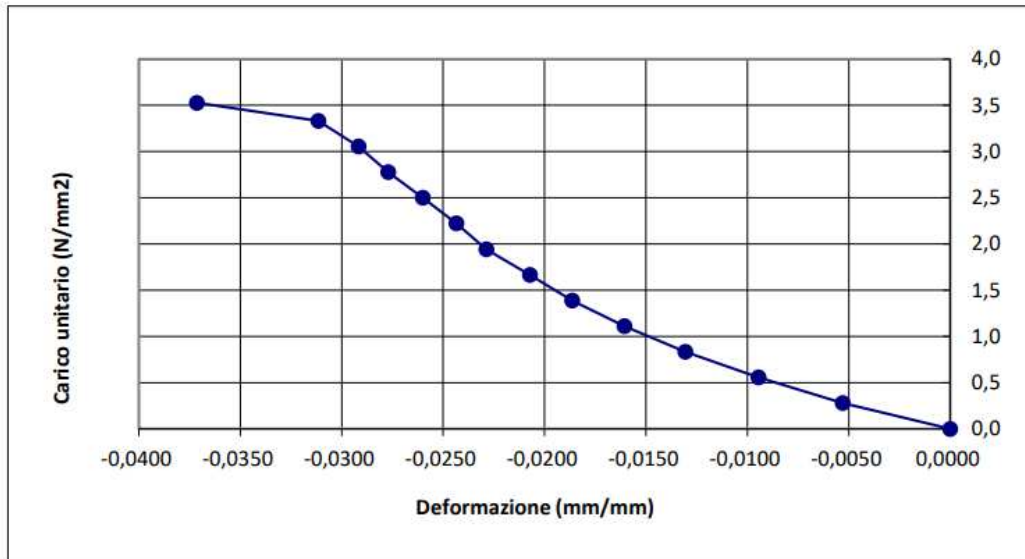


Fig. 6.4.1.3.V – Diagramma sperimentale tensione verticale vs deformazione verticale (campione n.2)

5.4.1.4 Osservazioni

Dalle prove in sito si è potuto stimare lo stato tensionale agente sulla muratura tramite la prova con martinetto singolo. La prova con martinetto doppio, invece, mostra dei valori di resistenza in campo ormai non più elastico del pannello murario (si nota infatti l'andamento non più lineare del ramo finale della curva sforzo-deformazione). Tuttavia, il valore massimo di tensione, pari a circa $0,8 \text{ N/mm}^2$, non è rappresentativo del valore della resistenza a rottura della muratura in esame.

Al fine di definire la capacità resistente della muratura sono state svolte ulteriori indagini in laboratorio su campioni significativi della muratura in sito prelevando il materiale esistente storico e riproducendo una malta di calce di caratteristiche analoghe. Dalle prove a rottura per compressione, si stima la resistenza a rottura della muratura pari a circa $f_{m,R}=3.25 \text{ N/mm}^2$.

Nelle analisi dei dati sperimentali si può classificare la muratura degli edifici della canonica chiesa dei SS. Pietro, Paolo e Donato di Corridonia come una tipica muratura del territorio marchigiano e più precisamente del territorio maceratese. Con caratteristiche di resistenza a compressione sufficientemente ampie per le tensioni verticali di esercizio con coefficiente sicurezza pari a circa 4- 5, ma caratterizzate da un modulo di elasticità piuttosto basso che consente di prevedere una alta deformabilità e bassa rigidezza k_h alla azione di taglio nel piano principale dei muri degli edifici sottoposti ad azione sismica:

$$k_h = \frac{F}{\delta} = \frac{1}{\frac{h^3}{12EJ} + \frac{h}{\chi GA}}$$

Quindi sotto azioni sismiche anche non rilevanti, le pareti murarie si fessurano perdendo parte della resistenza a taglio

Infine, confrontando i valori di resistenza sperimentali con quelli contenuti nella Circolare Applicativa delle Norme Tecniche sulle Costruzioni del 2018 (Tab. C8.5.1), si conclude che i dati ottenuti sperimentalmente sono confrontabili con i valori della tipologia “Muratura in mattoni pieni e malta di calce”.

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

5.4.2 Schedatura dei solai

Per la determinazione delle sollecitazioni cui è soggetta la struttura si effettua l'analisi dei carichi. L'obiettivo, infatti, è quello di valutare le azioni agenti sulla costruzione oggetto di studio calcolando l'entità dei carichi sulla base di quanto disposto nelle NTC del 20 febbraio 2018.

Questi sono articolati in: carichi permanenti, ossia quelli non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione e costituiti dai pesi propri dei vari elementi che la compongono; ed in sovraccarichi variabili quali quelli che variano durante la vita della costruzione come, ad esempio, i carichi di esercizio (in funzione della destinazione d'uso dell'edificio e del solaio stesso), l'azione del vento, il carico da neve, l'azione sismica, etc..

I primi a loro volta vengono distinti in carichi permanenti strutturali, quali quelli dovuti ai pesi propri degli elementi strutturali, e in carichi permanenti non strutturali, quali quelli legati ai pesi propri degli elementi portati (non strutturali), come ad esempio le finiture, i tramezzi ed eventuali altri elementi gravanti in maniera permanente sul solaio.

Per quanto concerne il carico dei divisori interni questo, come indicato nel § 3.1.3.1 delle NTC 18, viene considerato come un carico permanente portato uniformemente distribuito, purché le misure costruttive adottate siano in grado di assicurare una adeguata ripartizione di tale carico. Noto il peso per unità di area del tramezzo interno e l'altezza dello stesso, è possibile calcolare il peso proprio per unità di lunghezza (G_2), a cui corrisponde un carico uniformemente distribuito (g_2) da applicare ai relativi orizzontamenti.

Per quanto riguarda, invece, i sovraccarichi variabili e in particolare i carichi d'esercizio, i valori per le diverse categorie vengono reperiti nella tab.3.1.11 delle NTC 18: per il solaio di interpiano si prende a riferimento la categoria A "*Ambienti ad uso residenziale*"; per i carichi gravanti sul solaio di copertura si deve tener conto del carico d'esercizio definito nella categoria H2 "*Coperture praticabili*" per cui il carico verticale uniformemente distribuito è definito secondo la categoria di appartenenza;

Oltre ai carichi d'esercizio, come ad esempio nel caso del solaio di copertura si deve tener conto anche delle azioni variabili (carico da neve).

Si riportano di seguito il calcolo dell'azione equivalente della neve e le schede di analisi dei carichi.

GENERALITÀ

Andiamo a definire i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi a costruzioni per uso civile o industriale secondo quanto indicato in normativa. I carichi sono in genere da considerare come applicati staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici devono essere debitamente valutati. Oltre che nella situazione definitiva d'uso, si devono considerare le azioni agenti in tutte le fasi esecutive della costruzione.

PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione.

Si prendano a riferimento i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I delle NTC 2018

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

I tramezzi e gli impianti leggeri degli edifici per abitazioni e per uffici potranno assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, g_2 , purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale. Il carico uniformemente distribuito g_2 potrà essere correlato al peso proprio per unità di lunghezza G_2 delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00$ kN/m : $g_2 = 0,40$ kN/m²;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00$ kN/m : $g_2 = 0,80$ kN/m²;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00$ kN/m : $g_2 = 1,20$ kN/m²;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00$ kN/m : $g_2 = 1,60$ kN/m²;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00$ kN/m : $g_2 = 2,00$ kN/m².

Gli elementi divisori interni con peso proprio maggiore di 5,00 kN/m devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

SOVRACCARICHI

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k
- carichi verticali concentrati Q_k
- carichi orizzontali lineari H_k

I valori nominali e/o caratteristici di q_k , Q_k ed H_k sono riportati nella Tab. 3.1.11 delle NTC 18. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di rilevanti amplificazioni dinamiche della risposta delle strutture.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
H-I-K	Coperture			
	Cat.H coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,5	1,2	1,0
	Coperture praticabili di ambienti di categoria d'usocompresa tra A e D	Secondo categorie di appartenenza		

Tab. 5.4.2.1 – [Tab. 3.1.11 NTC2018] - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

CARICO DA NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad [3.4.1]$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.

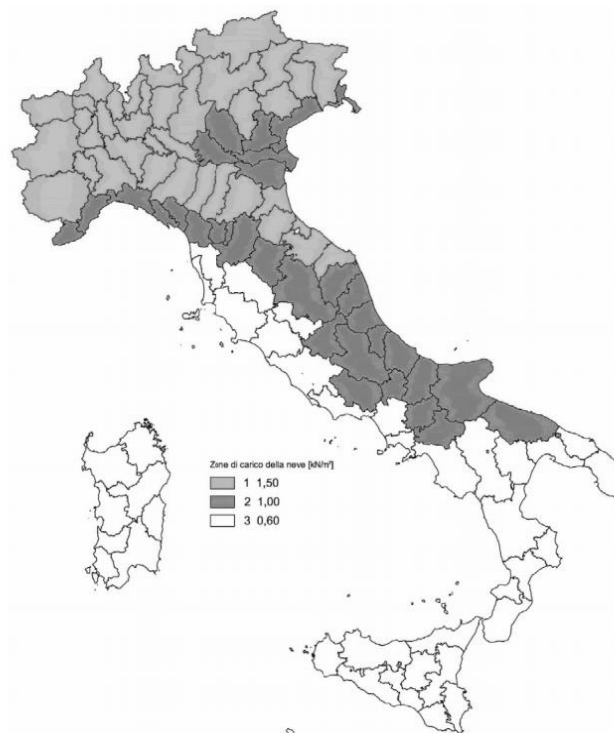


Fig. 5.4.2.I- Zone di carico della neve

Nelle espressioni seguenti, l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Essendo il fabbricato in esame situato in provincia di Macerata, la zona di riferimento è la II:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200$$

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

Nel caso in esame l'altezza sul livello del mare è pari a 261m, da cui risulta un carico da neve al suolo pari a:

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (261/481)^2] = 1,10 \text{ kN/m}^2$$

COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma μ_1 delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II, essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

Tab. 5.4.2.II – Valori del coefficiente di forma

Si assume che alla neve non sia impedito di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α . Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative o documenti di comprovata validità.

Per il fabbricato in esame assumiamo un coefficiente di forma pari a 0,8.

COPERTURA AD UNA FALDA

Nel caso delle coperture ad una falda, si deve considerare la condizione di carico riportata in Fig. 3.4.2. Fig. 3.4.2

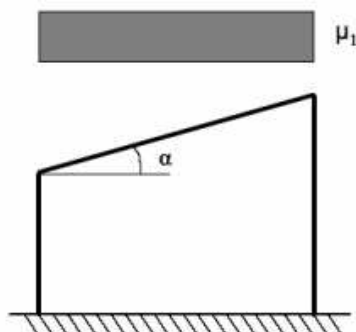


Fig. 5.4.2.II – Condizioni di carico per coperture ad una falda

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Fig. 5.4.2.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto $C_t = 1$.

Per le considerazioni finora fatte possiamo stimare il carico da neve pari a:

$$q_s = 1,10 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 0,88 \text{ kN/m}^2$$

CARICO DA NEVE	
$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$	
Altitudine	261 m
Esposizione	Normale
Conducibilità termica	1
Pendenza falda	30
kN/m ²	0,88

Tab. 5.4.2.II – Valori di CE per diverse classi di esposizione

5.4.2.1 SCHEDE DEI SOLAI

Di seguito si riportano le schede di analisi dei carichi per i diversi orizzontamenti; sono presenti solai lignei o in laterocemento. I primi presentano doppia o tripla orditura; in copertura sono evidenti opere di rifacimento delle orditure mentre, al solaio di interpiano compreso tra il piano terra e il piano primo, i solai lignei appaiono più vetusti e sono rivestiti all'intradosso da camorcanna.

Per i solai costituiti da travi a sezione e interasse variabili, si è presa in considerazione la media tra questi.

Per l'incidenza dei tramezzi sul carico di solaio si è scelto di prendere in considerazione il relativo carico solo nelle situazioni in cui questo è realmente presente.

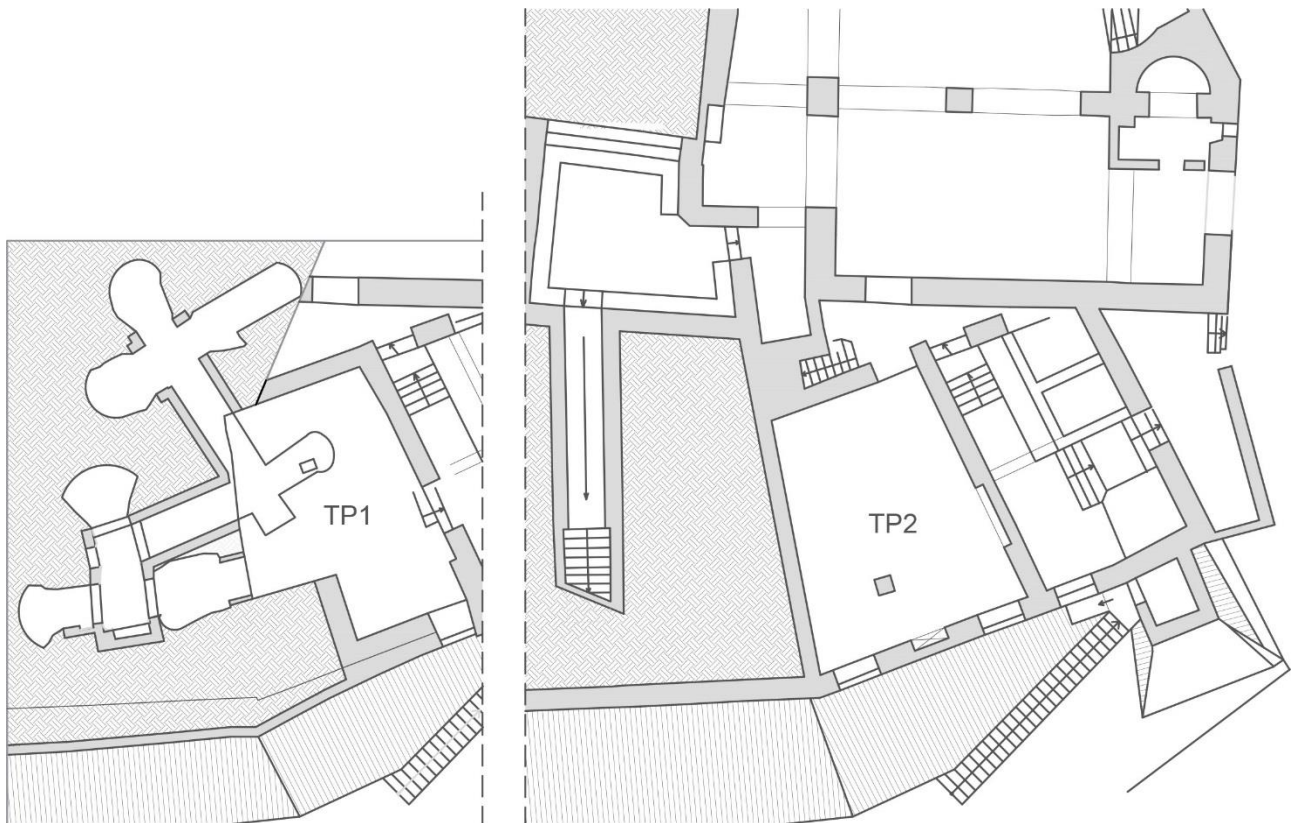


Fig. 5.4.2.1.I – Tipologie di solaio, piano primo e secondo sottostrata

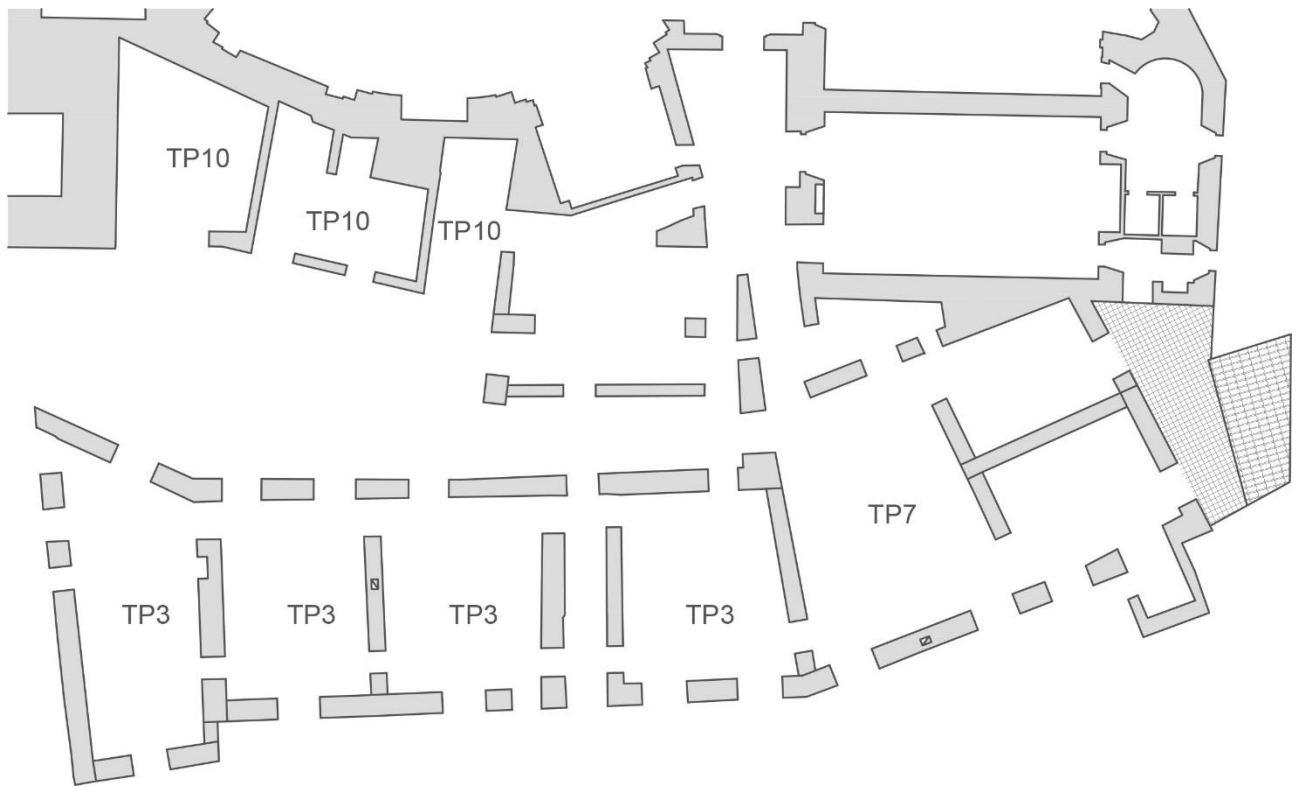


Fig. 5.4.2.1.II – Tipologie di solaio, piano terra

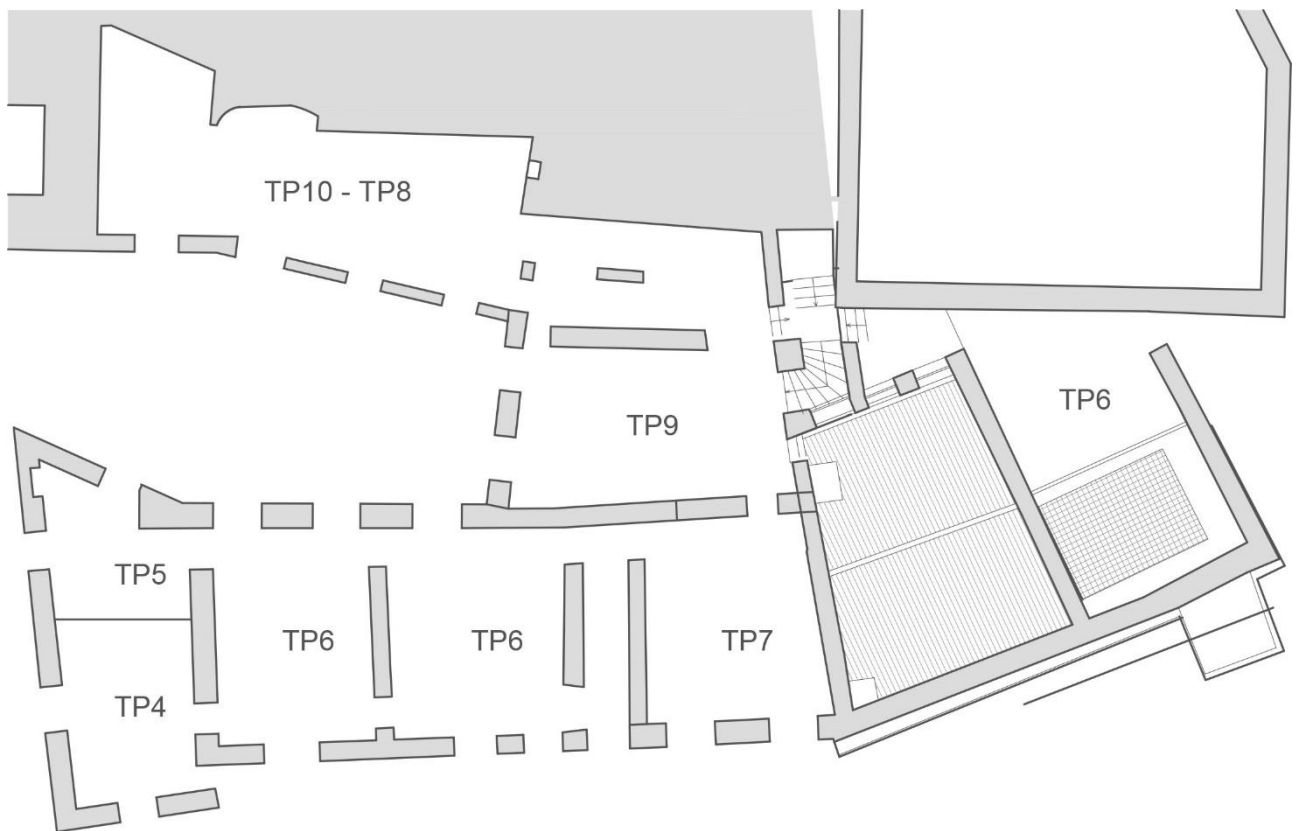


Fig. 5.4.2.1.III – Tipologie di solaio, piano primo e piano primo rialzato

ANALISI DEI CARICHI – TAMPONATURA INTERNA

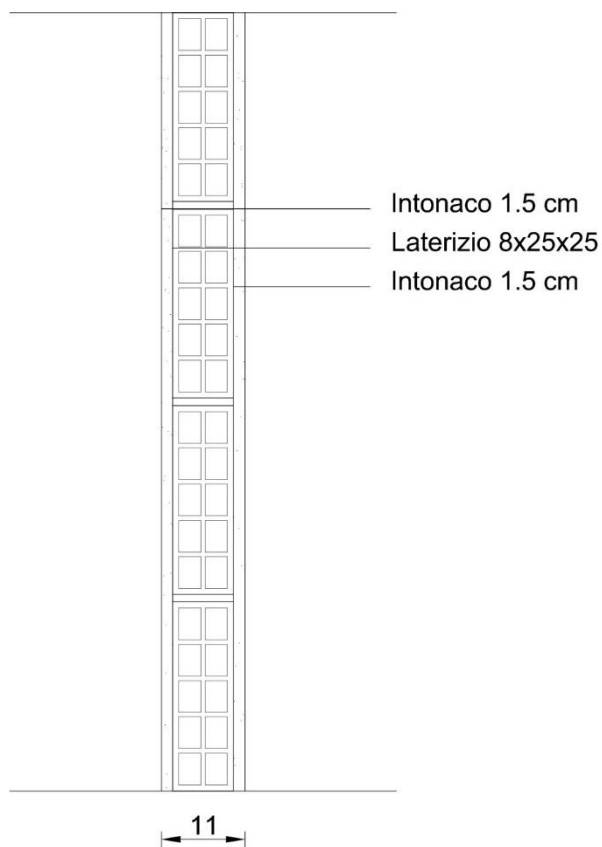


Fig. 5.4.2.1.IV – Analisi dei carichi, tamponatura interna

CARICHI NON STRUTTURALI

Elemento	Altezza (m)	Larghezza (m)	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m)	Carico totale (kN/m)	Carico distribuito (kN/m ²)
Intonaco di fondo	3.00	0.03	18.00	1.62	3.54	1.6
Laterizio forato 8x25x25	3.00	0.08	8.00	1.92		

ANALISI DEI CARICHI - SOLAIO DI INTERPIANO IN LEGNO IN CAT.A - TS 1

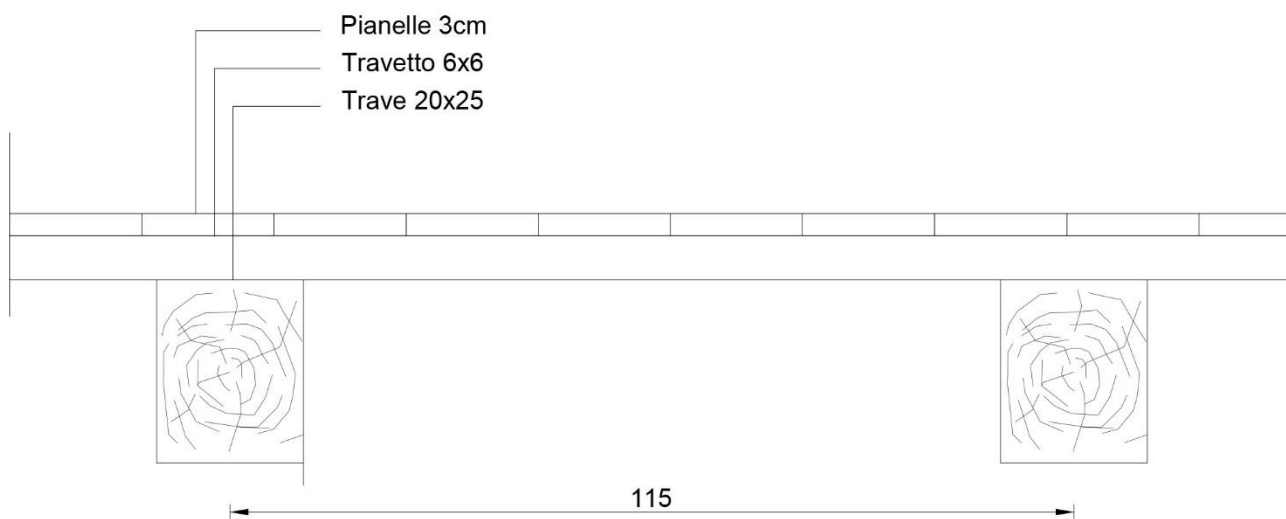


Fig 5.4.2.1.V – Tipologie di solaio, TS1, ligneo a doppia orditura

CARICHI STRUTTURALI

Elemento	Larghezza (m)	Spessore (m)	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m ²)	Carico totale (kN/m ²)	Carico sismico (kN/m ²)
Trave	0.20	0.25	5.00	0.22		
Travetto	0.06	0.06	5.00	0.06	0.82	0.82
Pianella	1.00	0.03	18.00	0.54		

CARICHI VARIABILI

Cat. A residenziale

Q_{ki} 2.00 0.60

TOTALE DEI CARICHI

1.42

ANALISI DEI CARICHI - SOLAIO DI INTERPIANO IN LEGNO IN CAT. A - TS 2

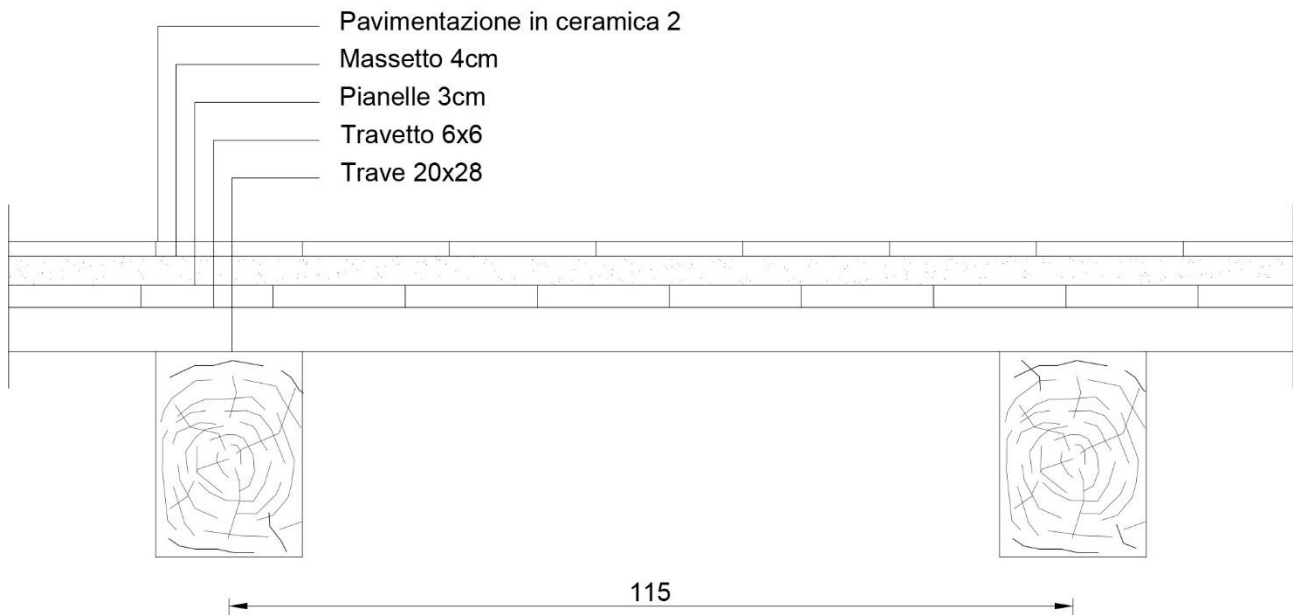


Fig. 5.4.2.1.VI- Tipologie di solaio, TS2, ligneo a doppia orditura

CARICHI STRUTTURALI

Elemento	Larghezza (m)	Spessore (m)	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m ²)	Carico totale (kN/m ²)	Carico sismico (kN/m ²)
Trave	0.20	0.28	5.00	0.22		
Travetto	0.06	0.06	5.00	0.06		
Pianella	1.00	0.03	18.00	0.54	2-14	2.14
Massetto	1.00	0.04	18.00	0.72		
Pavimentazione	1.00	0.02	20.00	0.40		

CARICHI VARIABILI

Cat. A residenziale

Q_{ki}		2.00	0.60
----------	--	------	------

TOTALE DEI CARICHI

2.74

ANALISI DEI CARICHI - SOLAIO DI INTERPIANO IN LEGNO IN CAT. A – TP 3

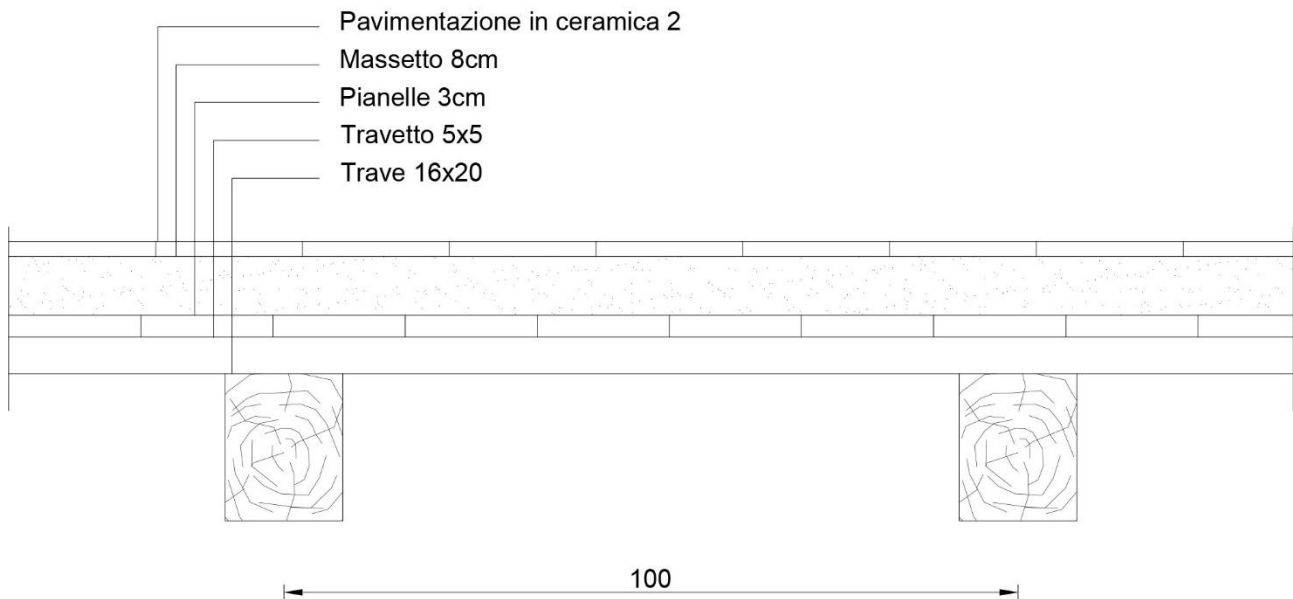


Fig. 5.4.2.1.VII – Tipologie di solaio, TS3, ligneo a doppia orditura

CARICHI STRUTTURALI

Elemento	Larghezza (m)	Spessore (m)	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m ²)	Carico totale (kN/m ²)	Carico sismico (kN/m ²)
Trave	0.16	0.20	5.00	0.16		
Travetto	0.05	0.05	5.00	0.038		
Pianella	1.00	0.03	18.00	0.54	2.54	2.54
Massetto	1.00	0.08	18.00	1,44		
Pavimentazione	1.00	0.02	20.00	0.40		

CARICHI NON STRUTTURALI

Incidenza						tramezzi
G ₂						1.60

CARICHI VARIABILI

Cat. A residenziale

Q _{ki}					2.00	0.60
-----------------	--	--	--	--	------	------

TOTALE DEI CARICHI

4.74

ANALISI DEI CARICHI - SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO IN CAT. H – TP 4

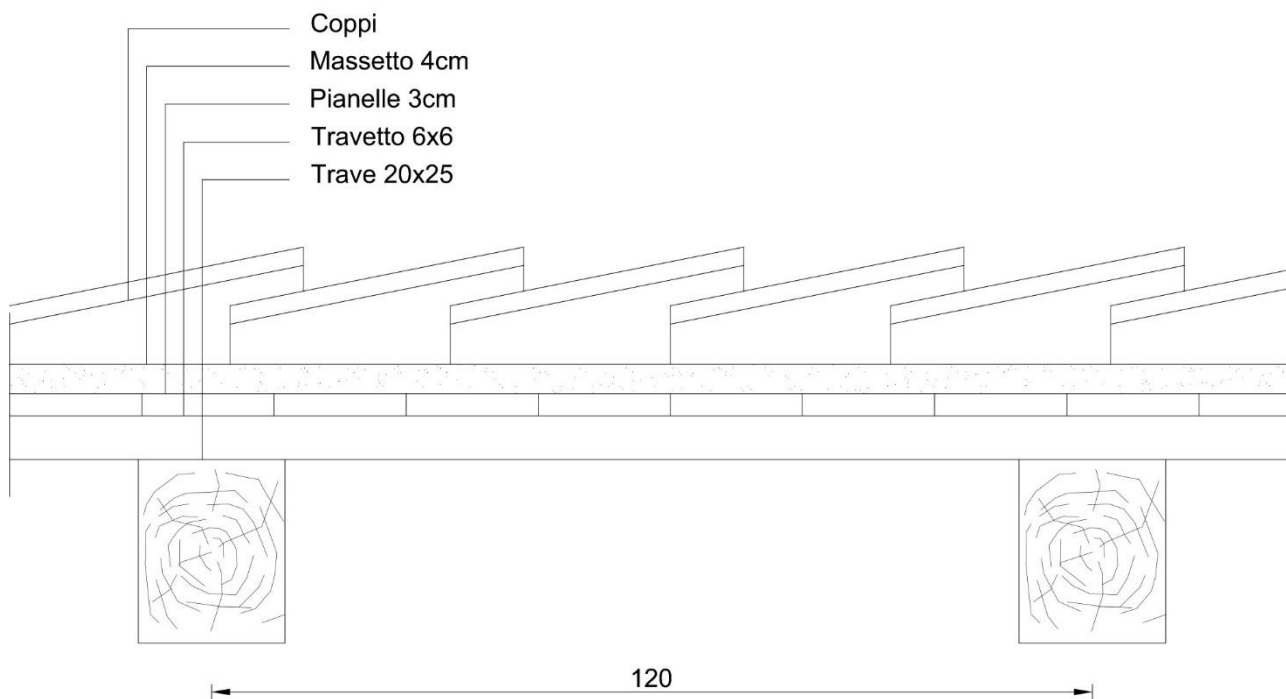


Fig. 5.4.2.1.VIII – Tipologie di solaio, TS4, ligneo a doppia orditura in copertura

CARICHI STRUTTURALI

Elemento	Larghezza (m)	Spessore (m)	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m ²)	Carico totale (kN/m ²)	Carico sismico (kN/m ²)
Trave	0.20	0.25	5.00	0.21		
Travetto	0.06	0.06	5.00	0.06		
Pianella	1.00	0.03	18.00	0.54	2.65	2.65
Massetto	1.00	0.08	18.00	1,44		
Strato di copertura (coppi)	1.00	0.02	0.70	0.70		

CARICHI VARIABILI

Cat.H – copertura non praticabile

q_s 0.88

TOTALE DEI CARICHI

2.65

ANALISI DEI CARICHI - SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO IN CAT. H – TP5

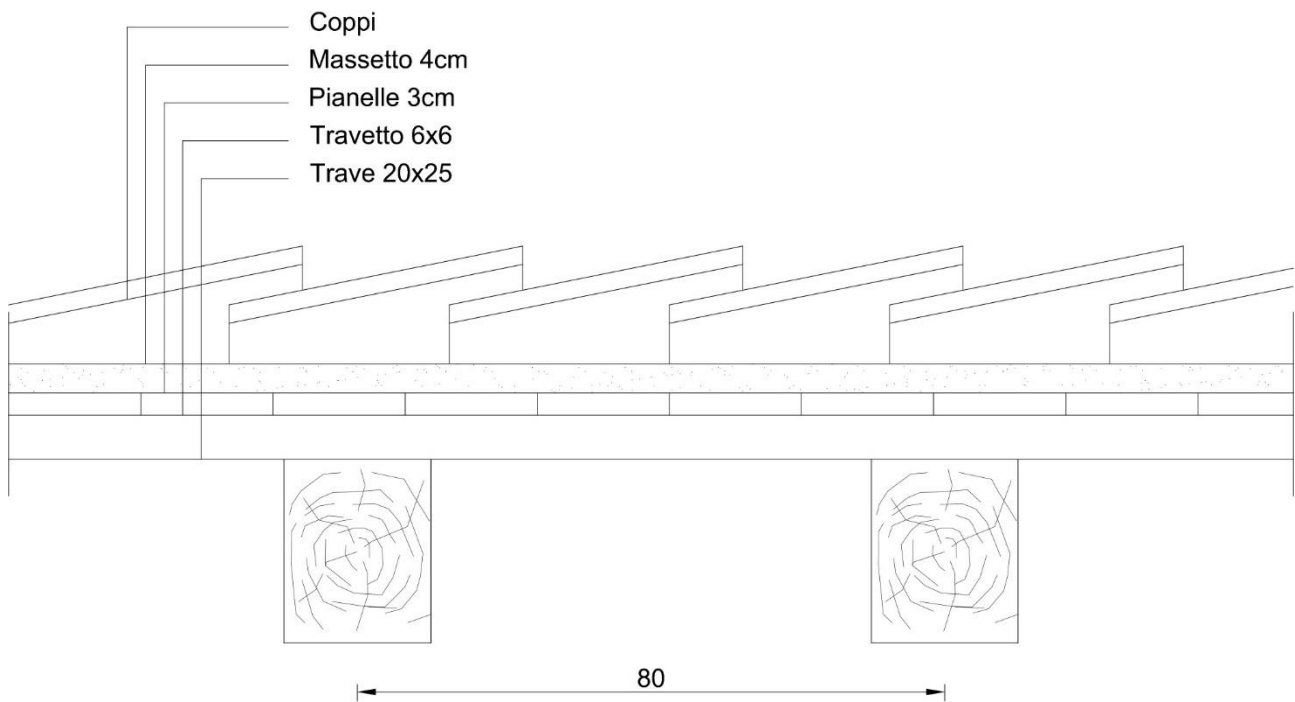


Fig. 5.4.2.1.IX – Tipologie di solaio, TS5, ligneo a doppia orditura in copertura

CARICHI STRUTTURALI

Elemento	Larghezza (m)	Spessore (m)	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m ²)	Carico totale (kN/m ²)	Carico sismico (kN/m ²)
Trave	0.20	0.25	5.00	0.31		
Travetto	0.06	0.06	5.00	0.06		
Pianella	1.00	0.03	18.00	0.78	2.75	2.75
Massetto	1.00	0.08	18.00	0.90		
Strato di copertura (coppi)	1.00	0.02	0.70	0.70		

CARICHI VARIABILI

Cat.H – copertura non praticabile

q_s 0.88

TOTALE DEI CARICHI

2.75

ANALISI DEI CARICHI - SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO IN CAT. H – TP6

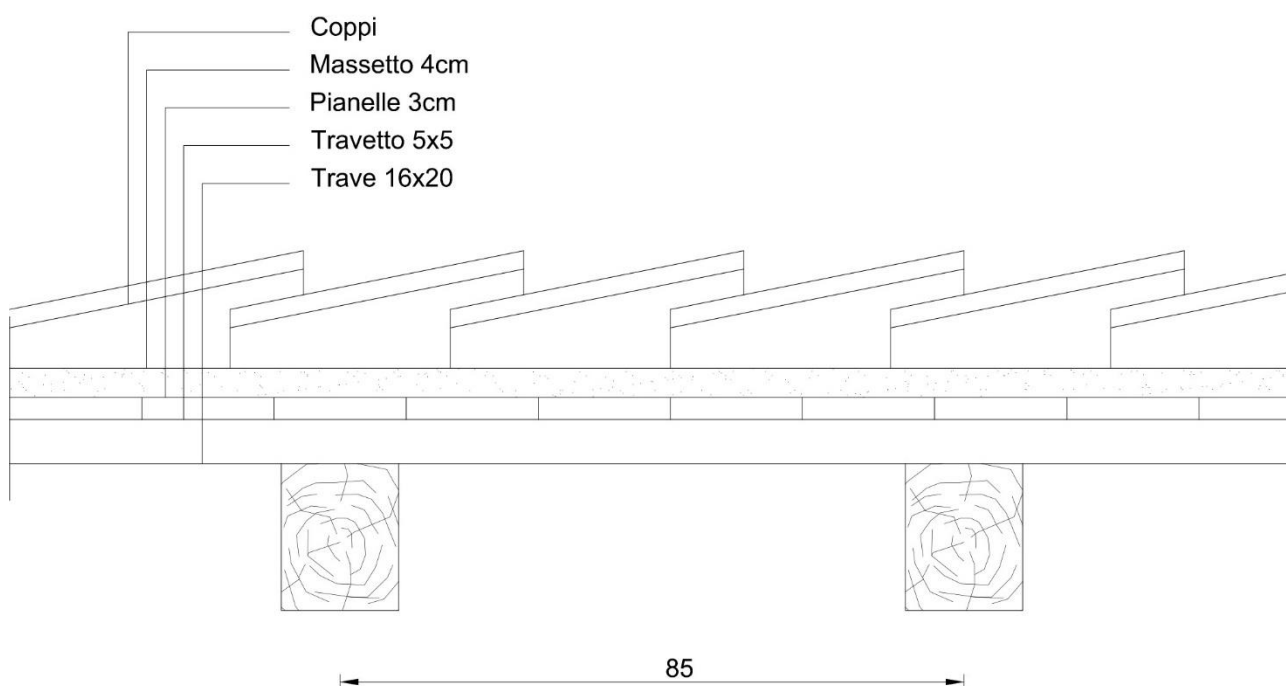


Fig. 5.4.2.1.X – Tipologie di solaio, TS6, ligneo a doppia orditura in copertura

CARICHI STRUTTURALI

Elemento	Larghezza (m)	Spessore (m)	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m ²)	Carico totale (kN/m ²)	Carico sismico (kN/m ²)
Trave	0.16	0.20	5.00	0.19		
Travetto	0.05	0.05	5.00	0.04		
Pianella	1.00	0.03	18.00	0.54	2.37	2.37
Massetto	1.00	0.05	18.00	0.90		
Strato di copertura (coppi)	1.00	0.02	0.70	0.70		

CARICHI VARIABILI

Cat.H – copertura non praticabile

q_s 0.88

TOTALE DEI CARICHI

2.37

ANALISI DEI CARICHI - SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO IN CAT. H – TP7

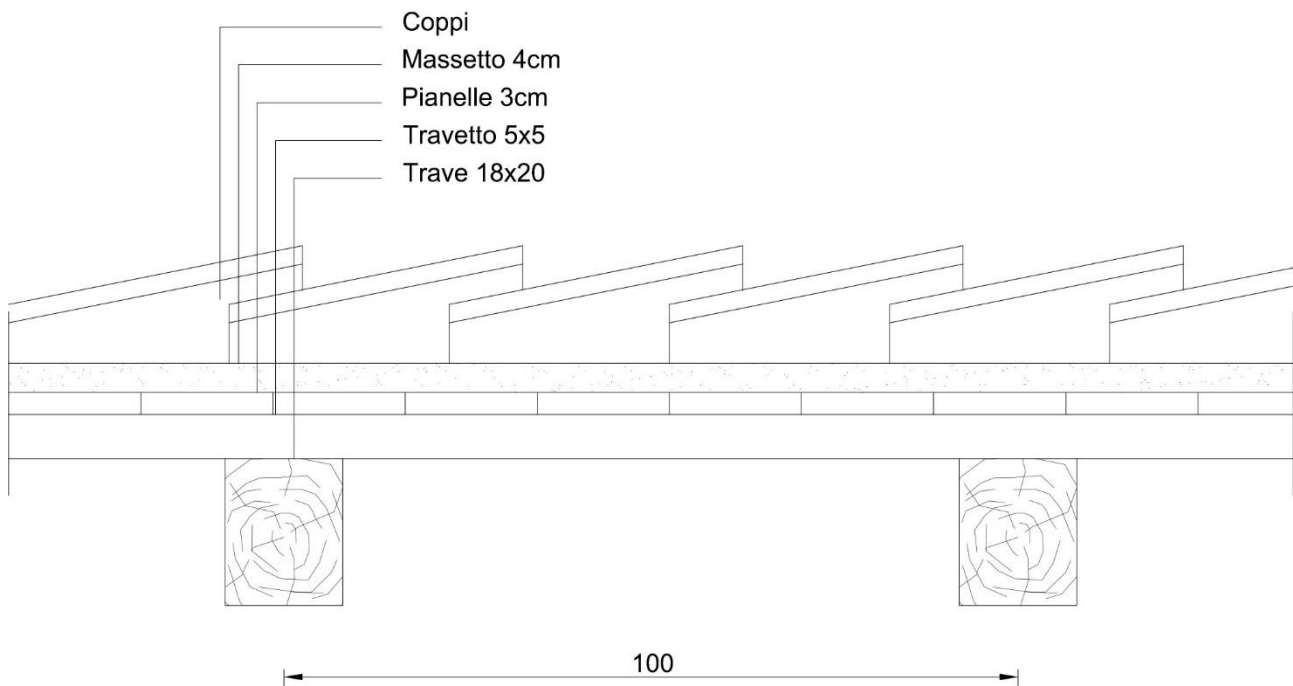


Fig. 5.4.2.1.XI – Tipologie di solaio, TS7, ligneo a doppia orditura in copertura

CARICHI STRUTTURALI

Elemento	Larghezza (m)	Spessore (m)	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m ²)	Carico totale (kN/m ²)	Carico sismico (kN/m ²)
Trave	0.18	0.20	5.00	0.18		
Travetto	0.05	0.05	5.00	0.04		
Pianella	1.00	0.03	18.00	0.54	2.36	2.36
Massetto	1.00	0.05	18.00	0.90		
Strato di copertura (coppi)	1.00	0.02	0.70	0.70		

CARICHI VARIABILI

Cat.H – copertura non praticabile

q_s 0.88

TOTALE DEI CARICHI

2.36

ANALISI DEI CARICHI - SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO IN CAT. H – TP7

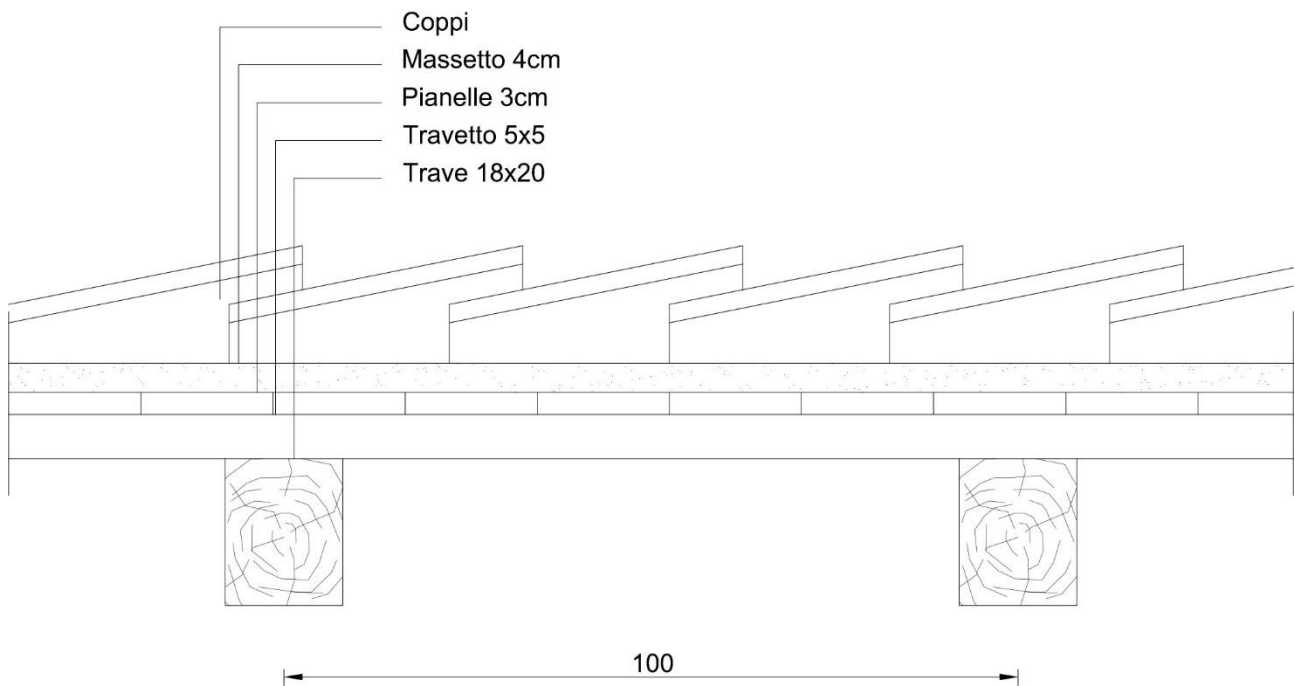


Fig. 5.4.2.1.XII – Tipologie di solaio, TS7, ligneo a doppia orditura in copertura

CARICHI STRUTTURALI

Elemento	Larghezza (m)	Spessore (m)	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m ²)	Carico totale (kN/m ²)	Carico sismico (kN/m ²)
Trave	0.18	0.20	5.00	0.18		
Travetto	0.05	0.05	5.00	0.04		
Pianella	1.00	0.03	18.00	0.54	2.36	2.36
Massetto	1.00	0.05	18.00	0.90		
Strato di copertura (coppi)	1.00	0.02	0.70	0.70		

CARICHI VARIABILI

Cat.H – copertura non praticabile

q_s 0.88

TOTALE DEI CARICHI

2.36

ANALISI DEI CARICHI - SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO IN CAT. H – TP8

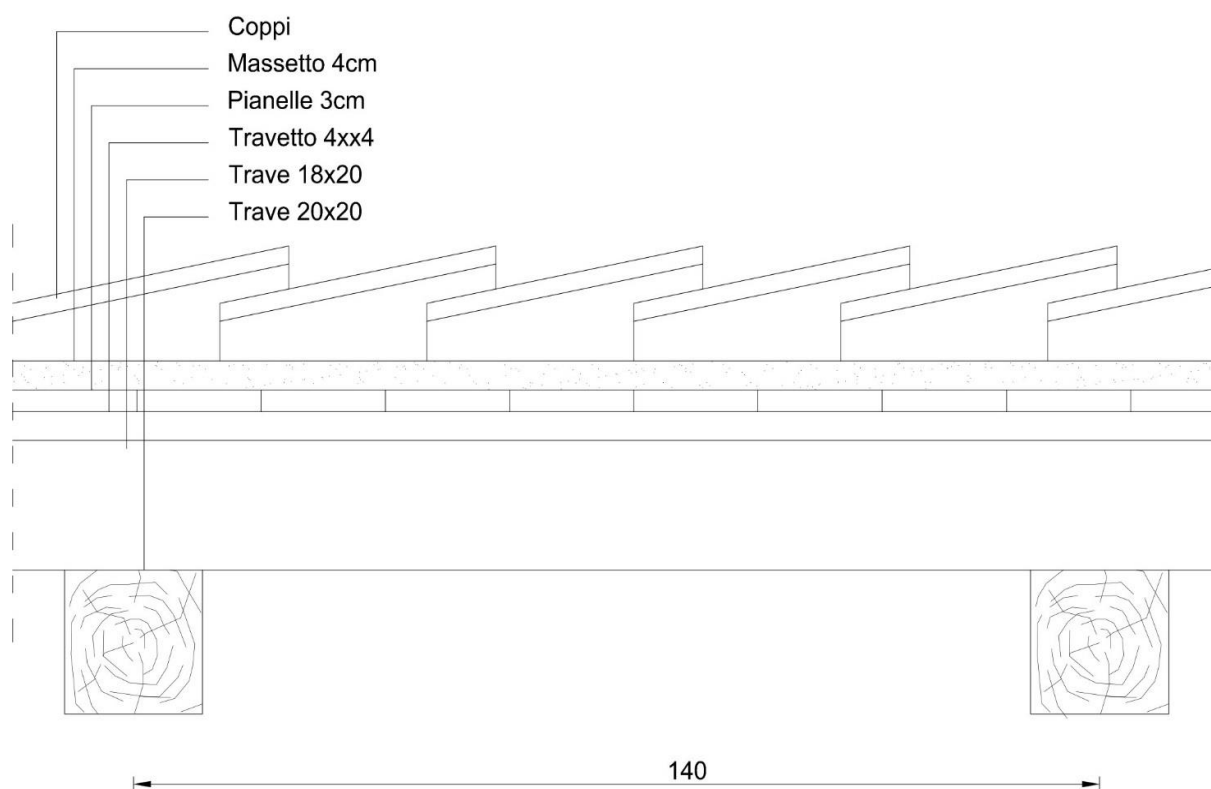


Fig. 5.4.2.1.XIII – Tipologie di solaio, TS4, ligneo a tripla orditura in copertura

CARICHI STRUTTURALI

Elemento	Larghezza (m)	Spessore (m)	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m ²)	Carico totale (kN/m ²)	Carico sismico (kN/m ²)
Trave	0.20	0.20	5.00	0.14		
Trave	0.18	0.20	5.00	0.20		
Travetto	0.04	0.04	5.00	0.03		
Pianella	1.00	0.03	18.00	0.54	2.51	2.51
Massetto	1.00	0.05	18.00	0.90		
Strato di copertura (coppi)	1.00	0.02	0.70	0.70		

CARICHI VARIABILI

Cat.H – copertura non praticabile

q_s

TOTALE DEI CARICHI

2.51

ANALISI DEI CARICHI - SOLAIO DI COPERTURA IN LATERO-CEMENTO STILE VARESE CAT. H – TP9

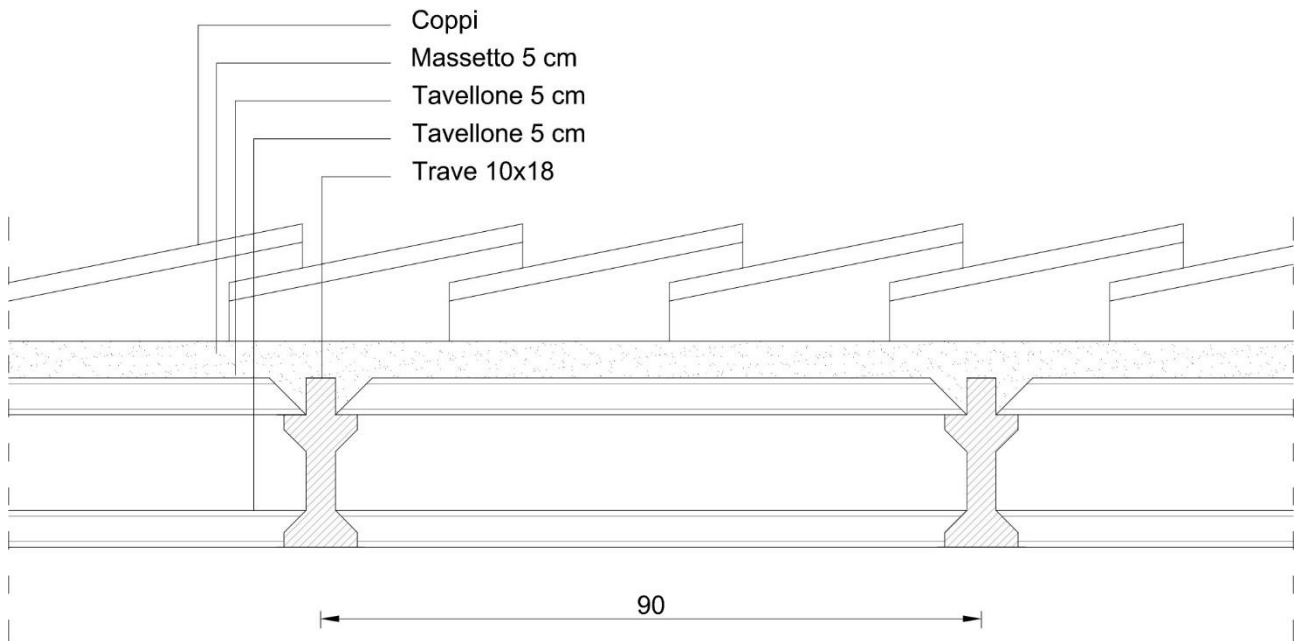


Fig. 5.4.2.1.XIV – Tipologie di solaio, TS9, laterocemento stile varese in copertura

CARICHI STRUTTURALI

Elemento	Larghezza (m)	Spessore (m)	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m ²)	Carico totale (kN/m ²)	Carico sismico (kN/m ²)
Travetto	0.20	0.18	25.00	0.90		
Laterizio	0.80	0.10	8.00	0.64		
Soletta	1.00	0.05	25.00	1.25	3.85	3.85
Intonaco	1.00	0.02	18.00	0.36		
Strato di copertura (coppi)	1.00	-	0.70	0.70		

CARICHI VARIABILI

Cat.H – copertura non praticabile

q_s 0.88

TOTALE DEI CARICHI

3.85

ANALISI DEI CARICHI - SOLAIO DI COPERTURA IN LATERO-CEMENTO CAT. H – TP10

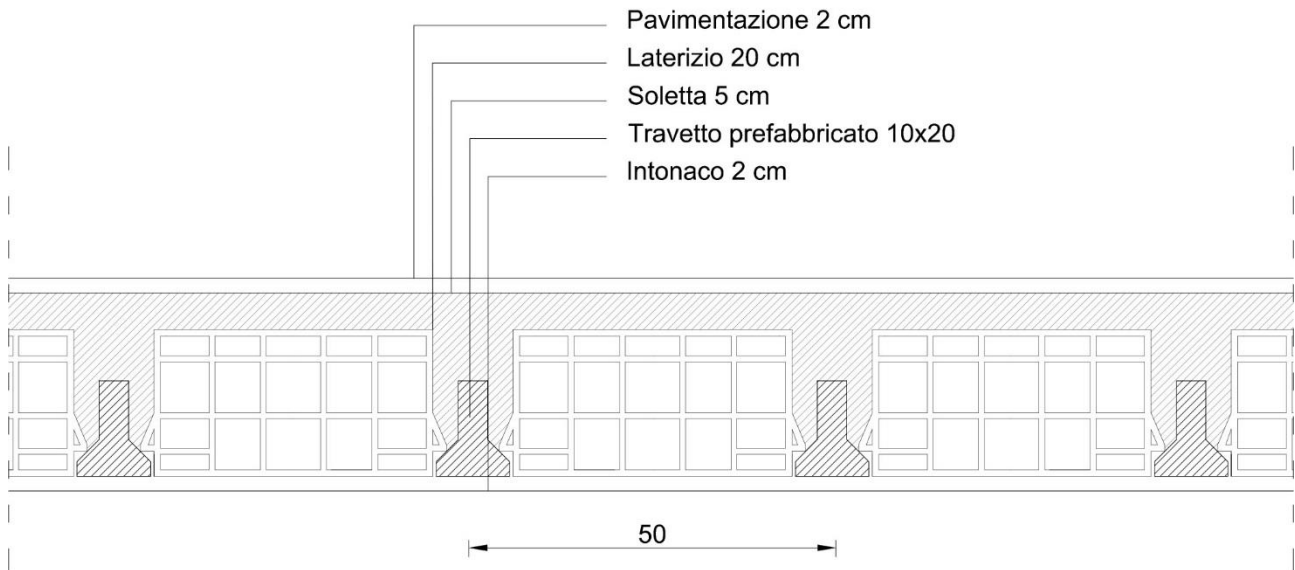


Fig. 5.4.2.1.XV – Tipologie di solaio, TS10, laterocemento

CARICHI STRUTTURALI

Elemento	Larghezza (m)	Spessore (m)	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m ²)	Carico totale (kN/m ²)	Carico sismico (kN/m ²)
Travetto	0.20	0.20	25.00	1.00		
Laterizio	0.80	0.20	8.00	1.28		
Soletta	1.00	0.05	25.00	1.25	4.29	4.29
Intonaco	1.00	0.02	18.00	0.36		
Pavimentazione	1.00	0.02	20.00	0.40		

CARICHI VARIABILI

Cat.H – copertura non praticabile

q_s 0.88

TOTALE DEI CARICHI

4.29

ANALISI DEI CARICHI - SCALA

	Elemento	Dimensioni	Peso specifico (kN/m ³)	Carico parziale (kN/m ²)	Carico totale (kN/m ²)
G1	Soletta	0.15	25.00	3.75	3.75
G2	Gradini	(0,16x0,30)/2	20.00	0.48	1.09
	Intonaco	0.02	18.00	0.27	
	Marmo	(0,03x0,3)+(0,16x0,02)	28.00	0.34	
Q				4.00	2.40
					7.24

Tab. 5.4.2.II – Analisi dei carichi relativa alla scala

5.5 Modellazione

Viene di seguito riportato lo studio e modellazione relativi agli edifici della Canonica adiacente alla Chiesa SS. Pietro, Paolo e Donato, sita in via Cavour 54, Corridonia.

L'analisi del fabbricato e la relativa modellazione è stata condotta con il software PCM distribuito dall'AEDES a partire dal rilievo fornito dalla stessa committenza.

La modellazione ha riguardato tutte le strutture murarie del complesso degli edifici adiacenti la Chiesa che si sviluppano su vari piani in relazione alla morfologia del terreno come è indicato nella Figura 5.5.II.

Gli elementi strutturali sono prevalentemente costituiti da elementi bidimensionali (pareti) caratterizzate da una muratura costituita da mattoni pieni in laterizio con giunti di malta di calce.

La realizzazione del modello ha richiesto una serie di assunzioni, in primo luogo l'individuazione dei setti portanti; questi sono stati considerati di spessore pari a quello effettivo dei pannelli esistenti, in quanto dalle indagini endoscopiche si è potuto evincere che la muratura mostra un comportamento omogeneo nello spessore e anche nei setti di maggior sezione il nucleo non mostra caratteristiche significativamente differenti da quelle delle facce esterne del pannello stesso. Per quanto riguarda la lunghezza dei setti, questi si sviluppano da un incrocio murario al successivo con interruzione in corrispondenza delle aperture; in particolare si è scelto di far terminare lo sviluppo del pannello in corrispondenza del margine esterno del profilo delle aperture (Fig. 5.1.I).



Fig. 5.5.I – PT, esempio di schema di individuazione dei setti

Altro argomento di interpretazione è la presenza di fondazioni a quote differenti; si è scelto, in accordo con quanto suggerito nel manuale Aedes.PCM, di renderle attraverso l'uso di travi di fondazione in corrispondenza dei relativi piani di appoggio.

Per i solai si è scelta una modellazione a solaio non rigido in caso in cui gli impalcati risultassero realizzati in legno e infinitamente rigidi nel caso in cui questi risultassero in latero-cemento. Per la distribuzione dei carichi, si è scelta la ripartizione sui setti perimetrali ortogonali alla direzione d'orditura, adottando la situazione più sfavorevole in cui i muri paralleli alla direzione d'orditura risultano scarichi

Per i muri di gronda è stato adottando l'accorgimento suggerito dalla casa madre di realizzare aperture fittizie in corrispondenza delle aperture sottostanti così che la corrispondente porzione di muratura sia modellata come fascia invece che come maschio coerentemente con la struttura sottostante.

Altro accorgimento adottato è stato quello di spezzare i muri in corrispondenza delle aperture ai piani sottostanti così da far coincidere le aste di schematizzazione dei maschi. Sono stati trattati allo stesso modo i muri che insistono in parte su altri muri e in parte su fondazioni così che si abbiano due muri rispettivamente insistenti sui due elementi.

Ulteriori scelte sono state adottate nella realizzazione del modello strutturale. Da quanto emerso dal check up dati elaborato dal software sono risultate due segnalazioni, entrambe riconducibili al funzionamento del software: la presenza di travi in cemento armato con armatura non definita o assente e la presenza di maschi murari di piccola altezza. Si è scelto di affrontare la prima segnalazione escludendo le travi dalle verifiche e così anche per i muri di altezza infinitesima (corrispondenti ai muri di gronda).

Per la modellazione dell'arco nell'interrato, data l'importanza della dimensione, si è scelto di considerarne l'effettivo comportamento adottando una modellazione per blocchi.

Per le travi lignee esistenti o per quelle fittizie di appoggio per i muri in falso si è scelto un vincolo di tipo cerniera-cerniera.

Sempre in questa fase si è scelto di escludere dalle verifiche le fasce delle aperture, nonché i pannelli sul lato nord confinanti con l'edificio della chiesa, dal momento che, non essendo oggetto di studio, non ne sono note le caratteristiche.

La rigidità fessurata è stata considerata al 50%

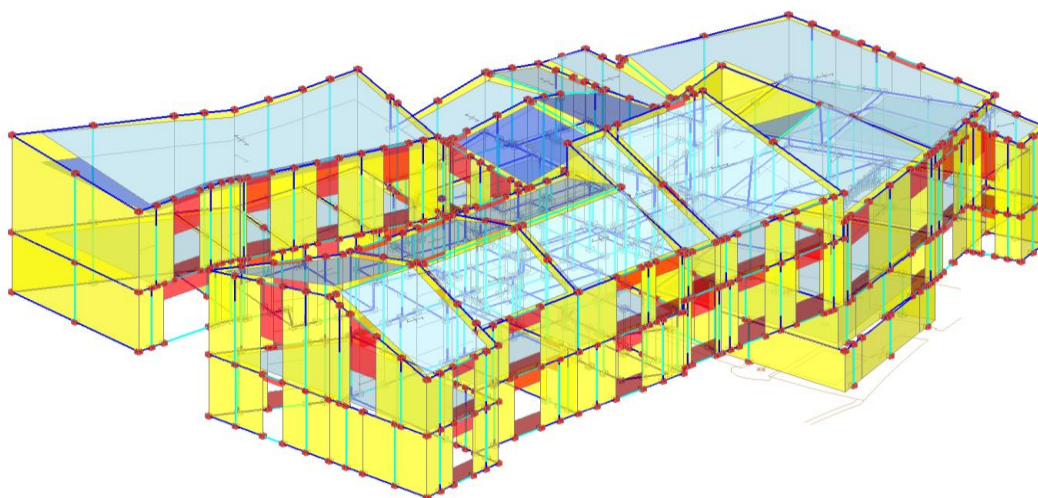


Fig. 5.5.II – Modello strutturale del complesso degli edifici della canonica Chiesa SS Pietro Paolo Donato

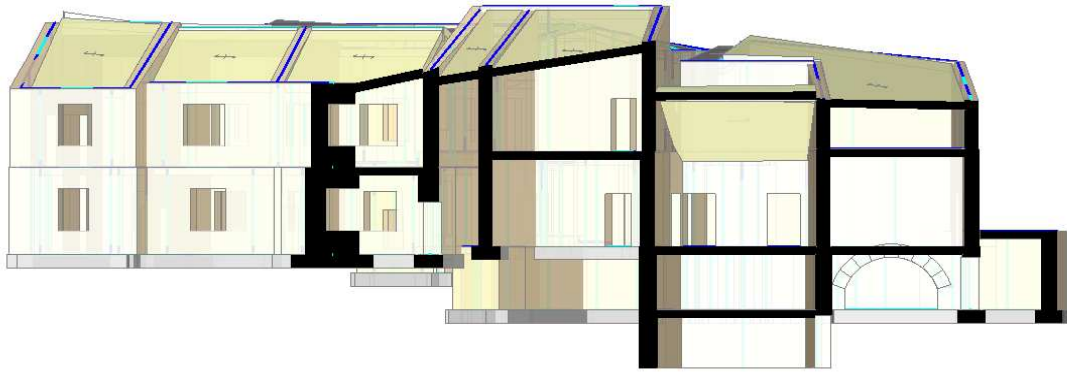


Fig. 5.5.III – Sezione del modello architettonico del complesso degli edifici della canonica Chiesa SS Pietro Paolo Donato

5.6 Definizione azione sismica

Il software definisce automaticamente l'azione sismica di progetto (Tab. 5.6.I e Fig. 5.6.II) partendo dai parametri del sito e della struttura. In particolare, vengono richieste le coordinate di latitudine e longitudine, la categoria di suolo indicata (nel caso specifico, come desumibile dalle indagini geologiche, la categoria da assegnare è la B (*“rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800m/s”*)), il fattore di struttura, la classe d'uso e la vita nominale. Di seguito vengono esplicitati i dati di input inseriti.

Il caso in esame ricade nella Classe II: “costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.”

La vita nominale è di cinquant'anni, da cui segue il calcolo dei Tempi di Ritorno relativi ai singoli stati limite.

Per le verifiche agli stati limite di danno si è considerato un fattore di struttura q pari a 1,5, mentre per gli stati limite ultimi pari a 3.

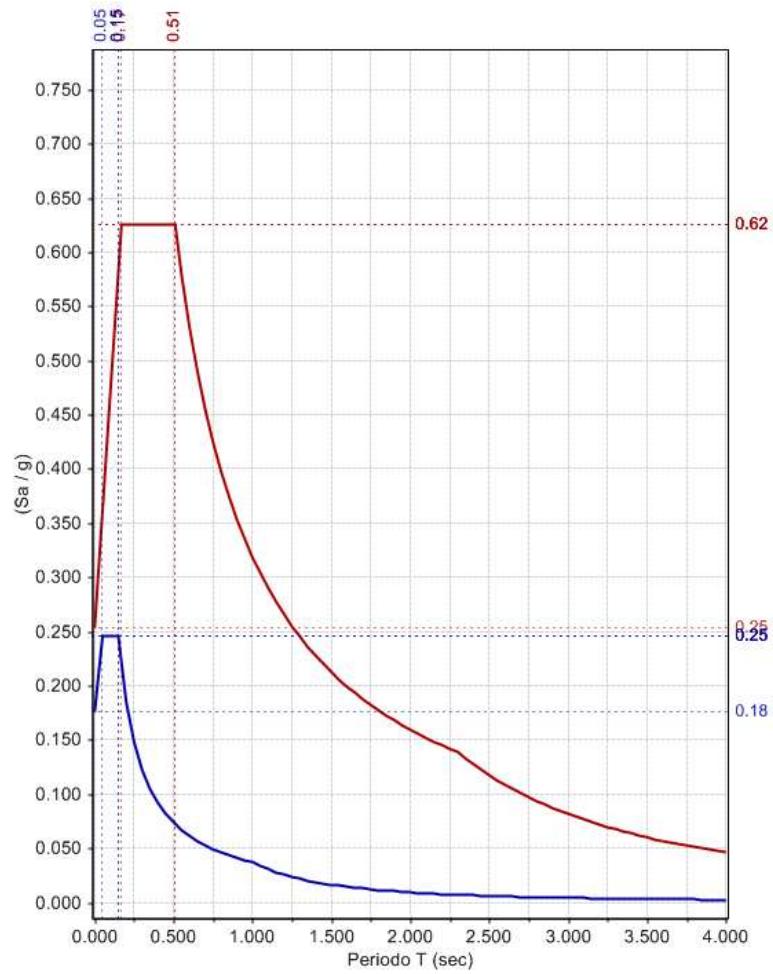


Fig. 5.6.I – Spettro di progetto per lo SLV

Approccio semplificato secondo Normativa:

Stati Limite	T,R (anni)	Orizzontale							Verticale					
		a.g (g)	S,S	S	F,o	T,B (sec)	T,C (sec)	T,D (sec)	a.g (g)	S	F,v	T,B (sec)	T,C (sec)	T,D (sec)
SLO	30	0.057	1.500	1.500	2.489	0.149	0.446	1.828	0.057	1.000	0.802	0.050	0.150	1.000
SLD	50	0.072	1.500	1.500	2.466	0.153	0.458	1.888	0.072	1.000	0.893	0.050	0.150	1.000
SLV	475	0.176	1.439	1.439	2.467	0.170	0.510	2.304	0.176	1.000	1.397	0.050	0.150	1.000
SLC	975	0.227	1.359	1.359	2.501	0.170	0.510	2.508	0.227	1.000	1.609	0.050	0.150	1.000

Fig. 5.6.II – Parametri di output dell'azione sismica

5.7 Verifiche

In quanto segue, si riportano i risultati dell'analisi statica e sotto azione sismica con riferimento alle seguenti tipologie murarie: in particolare, per lo studio del comportamento dell'edificio sotto azione non sismica si è fatto ricorso a una muratura a mattoni pieni e malta di calce, mentre per le analisi statiche non lineari - analisi pushover - si è scelta una muratura di tipo irregolare a conci sbozzati.

Per quanto riguarda l'analisi delle fasce murarie di piano, si è scelto di non trattarle nelle analisi statiche non sismiche, mentre sono state introdotte nelle verifiche statiche non lineari perché offrono un contributo significativo alla risposta strutturale.

L'analisi del modello è stata condotta utilizzando i dati di resistenza indicati nelle NTC 2018 e quelli ricavati da analisi di laboratorio e in sito al fine di avere un preciso quadro di riferimento sul comportamento strutturale dei vari organismi.

Al fine di poter cogliere il comportamento più generalizzato del complesso strutturale relativo ai vari corpi di fabbrica che costituiscono la Canonica della Chiesa SS. Pietro, Paolo e Donato, si è proceduto individuando tre organismi di fatto caratterizzanti l'insieme strutturale.

Nella Figura 5.7.I sono così indicate tre sottostrutture: la Sottostruttura 1 adiacente al campanile della Chiesa SS. Pietro, Paolo e Donato; la Sottostruttura 2 che rappresenta l'elemento "cerniera" di collegamento fra i due ambiti a prevalente sviluppo longitudinale (sia la Sottostruttura 1 che la Sottostruttura 3).

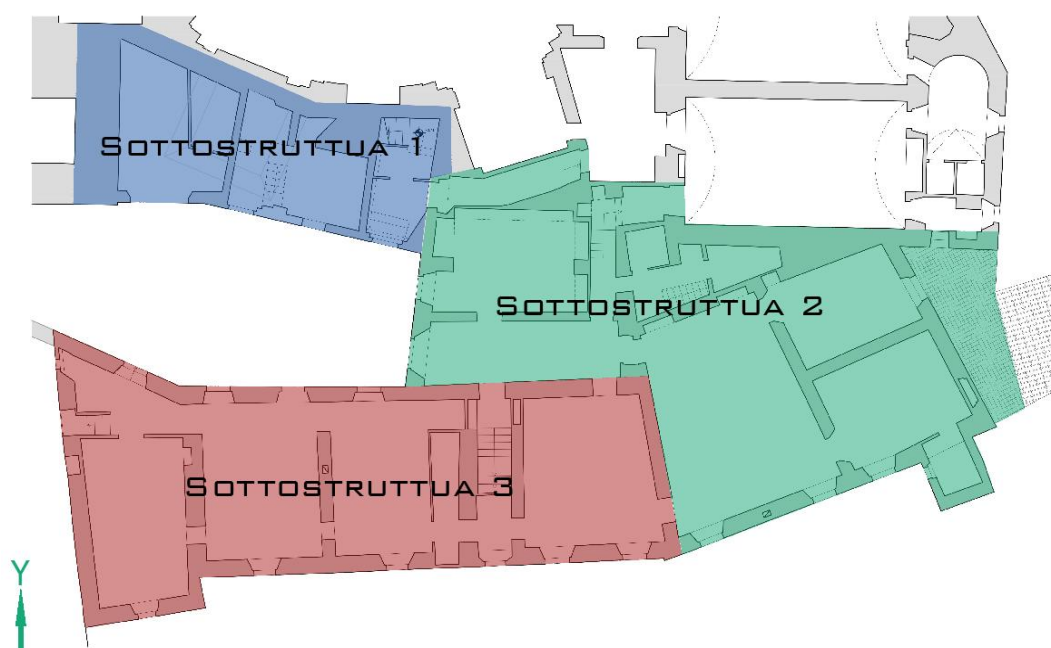


Fig. 5.7.I – Suddivisione in sottostrutture del complesso

Le verifiche effettuate tramite software sono:

- analisi statica non sismica
- analisi sismica statica non lineare (push-over)

In ogni caso il software elabora sempre l'analisi modale. Di seguito ne vengono riportati i risultati.

5.7.1 Verifiche statiche

L'analisi statica riguarda l'insieme strutturale sotto la condizione di carico prevista dalle NTC2018 nell'ambito dello stato limite ultimo. Per il valore della resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali si è considerata la media tabellare dei dati forniti dalla Circolare allegata alle NTC capitolo C.8.5.1 ottenendo il valore della tensione tangenziale in assenza di tensioni normali pari a $\tau_0 = 0.043 \text{ N/mm}^2$.

Da quanto emerso dalle prove a martinetto piatto la resistenza media a compressione risulta una resistenza locale per le due zone esaminate notevolmente inferiore alla media di altri valori valutati per murature similari nella zona del maceratese. Si è scelto quindi di effettuare una media con la media tabellare prevista in normativa capitolo C.8.5.1.

Ne risulta un valore di resistenza media a compressione pari a $f_m = 2.2 \text{ N/mm}^2$.

Infine, il fattore di confidenza previsto dalle stesse NTC 2018 per le analisi degli edifici esistenti è stato assunto pari all'unità.

Con riferimento alla procedura di calcolo allo SLU per carico solo statico, si prevede una serie di verifiche:

- **Pressoflessione complanare**
- **Taglio**
- **Pressoflessione ortogonale**

Le verifiche statiche sono condotte allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio, come indicato al punto 4.5.6.3 delle citate norme.

Le **verifiche a pressoflessione complanare** sono state effettuate confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni [§7.8.2.2.1, NTC 2018]; il momento resistente M_u può essere calcolato come indicato:

$$M_u = \left(l^2 t \frac{\sigma_0}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right)$$

dove:

M_u = momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l = larghezza complessiva della parete

t = spessore della zona compressa della parete

σ_0 = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($\sigma_0 = P/l$, con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione $M_u = 0$

Le **verifiche a taglio** per azioni nel piano del muro e il taglio di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare; in PCM vengono trattati in due ambiti, come taglio per scorrimento e taglio per fessurazione diagonale. Il programma svolge le verifiche in analogia con quanto previsto al §7.8.2.2, per cui è possibile svolgere verifiche per le pareti murarie (a taglio per scorrimento secondo criterio previsto in §7.8.2.2,) e per le travi in muratura (travi di accoppiamento o fasce di piano, secondo §7.8.2.2.4)

Per i riferimenti appena citati, la verifica a taglio di ciascun elemento strutturale deve essere valutata per mezzo della relazione:

$$V_t = l' t f_{vd}$$

dove:

l = lunghezza della parte compressa della parete

t = spessore della parete

f_{vd} = f_{vk} / γ_M definito in §4.5.6.1 e al §11.3.3 calcolando la pressione normale media sulla parte compressa della sezione $\sigma_n = P/l$

Il valore f_{vk} non potrà comunque essere maggiore di $1.4 f_{bk}$ dove f_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1.5 Mpa.

Il parametro descrittivo del comportamento a taglio del materiale è il valore medio τ_0 , definito in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale (§C8A.2.1). Pertanto, la formulazione del taglio resistente per scorrimento per la muratura esistente può essere ottenuta definendo un valore medio pari a $f_{vm} = \tau_0 + 0.4 \sigma_n$. Al valore medio di resistenza al taglio va inoltre applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M ed il fattore di confidenza F_c .

Per quanto riguarda la verifica a taglio per fessurazione diagonale, il PCM fa riferimento al §C8.7.1.5 definendo la resistenza a taglio come :

$$f_{vd} = \frac{15\tau_{0d}}{b} \cdot \sqrt{\frac{1 + \sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0d}}} = \frac{f_{td}}{b} \cdot \sqrt{\frac{1 + \sigma_0}{f_{td}}}$$

dove:

σ_0 = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/l, con P forza assiale agente positiva di compressione)

f_{td} = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale = $1.5 \tau_{0d}$

τ_{0d} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale) per fessurazione diagonale

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete

Si può assumere $b = \lambda$ ($=h/l$), essendo λ la snellezza della parete comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete.

Secondo §C8.7.1.5 i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza F_c e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M .

I valori medi delle resistenze sono definiti in base alla tipologia di muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale (§C8A.2.1).

Ai valori di calcolo della resistenza per fessurazione diagonale sono applicati gli stessi limiti massimi proposti in §7.8.2.2.2 per la resistenza a taglio per scorrimento.

Differenziando quindi le due tipologie di taglio, la valutazione della resistenza di calcolo f_{vd} è data da:

- Taglio per scorrimento: è nota τ_0 . Si ha $f_{vd} = f_{vm} =$ con $f_{vd} < 1.5 \text{Mpa} / \gamma_M$
- Taglio per fessurazione diagonale: $f_{vd} = (\tau_0 / \gamma_M / F_c) \cdot \sqrt{[1 + \sigma_o / (b((\tau_0 / \gamma_M / F_c)))]}$ con $f_{vd} < 1.5 \text{ Mpa} / \gamma_M$

Infine, per quanto riguarda la **pressoflessione ortogonale**, in PCM viene trattata con due diverse metodologie:

- utilizzando le azioni derivanti dall'analisi del modello spaziale della struttura, in analogia con la verifica a pressoflessione fuori piano proposta in §7.8.2.2.3;
- in alternativa è disponibile la procedura di verifica descritta in dettaglio in §4.5.6.2, identificata come 'Metodo semplificato: ipotesi di articolazione completa alle estremità della parete'.

Entrambe sono accettabili in quanto le verifiche devono essere condotte con riferimento a normative di comprovata validità, come indicato al §4.5.6.2. Si sottolinea che il secondo caso è quello indicato dalla norma, il primo può essere considerato un metodo di comprovata validità.

La seconda metodologia richiede la valutazione delle eccentricità strutturali, e propone una riduzione della resistenza di progetto $f_{d,rid}$ tramite un coefficiente Φ dipendente dalla snellezza della parete e dall'eccentricità dei carichi che producono momento in direzione ortogonale al piano della parete (eccentricità trasversali). Il metodo viene inoltre integrato da una indicazione della Circolare applicativa del D.M., che in §C4.5.6.2 fissa la modalità con cui si deve anche tener conto della distribuzione non uniforme delle compressioni in senso longitudinale: a tal fine, si deve considerare il momento complanare agente nella parete, che in PCM deriva dalla risoluzione del telaio equivalente, al quale corrisponde un'eccentricità in senso longitudinale che comporta un'ulteriore riduzione convenzionale della resistenza a compressione di progetto tramite il coefficiente Φ_l .

Per cui deve aversi:

$$N \leq \phi \cdot \phi_l \cdot f_d \cdot l \cdot t$$

dove:

N = sforzo normale agente sulla sezione di

ϕ = coefficiente di riduzione in funzione della snellezza nel piano ortogonale e delle eccentricità trasversali, definito in §4.5.6.2

ϕ_l = coefficiente di riduzione in funzione dell'eccentricità longitudinale, definito in §C4.5.6.2

N_u = sforzo normale ultimo (senza alcuna riduzione) con:

f_d = f_k / γ_M resistenza di progetto per la verifica a compressione §4.5.6.2 riferito a murature nuove per la muratura esistente, il parametro descrittivo della resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia di muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale riportati (§C8A.2.1). Dalla §C.8.7.1.5 $f_d = f_m / \gamma_M / F$

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza trazione della muratura.

Utilizzando i valori delle azioni sollecitanti provenienti da PCM, sono stati effettuati diversi tentativi di verifica semplificata dei pannelli murari, prendendo in considerazione o meno i differenti valori di eccentricità. Si noti che il codice adottato è in grado di calcolare automaticamente l'eccentricità dovuta ai carichi trasmessi dai muri, ma non quella dei carichi dei solai; quest'ultima è stata calcolata manualmente ed inserita.

Più dettagliatamente, la verifica a pressoflessione semplificata viene condotta:

- in sommità, dove l'azione del vento è nulla e si considera solo la e_1 (eccentricità dovuta ai muri superiori e ai solai),
- in mezzeria, dove si applica il valore e_2 , corrispondente a un parziale centraggio del carico verticale con aggiunta del vento,
- alla base dove il carico verticale è ricentrato e si considera la sola eccentricità accidentale.

Si riportano i principali risultati delle calcolazioni con condizioni di carico statiche attraverso una rappresentazione del modello e delle relative verifiche su ogni pannello murario. La legenda a cui fare riferimento è di seguito indicata.

Legenda relativa alla verifica dei pannelli murari.

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

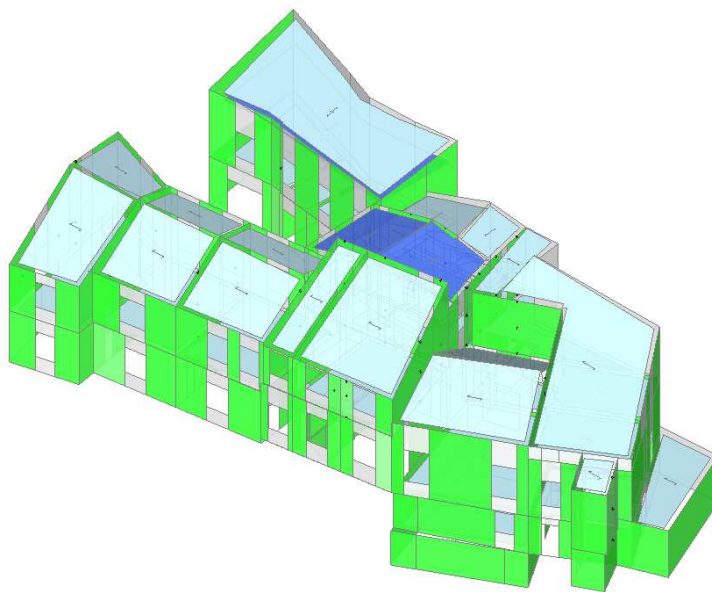


Fig 5.7.II - Verifica a presso-flessione complanare

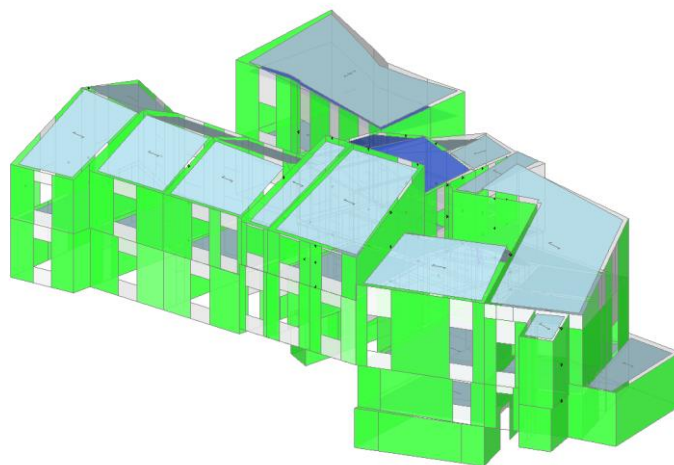


Fig. 5.7.III - Verifica a taglio

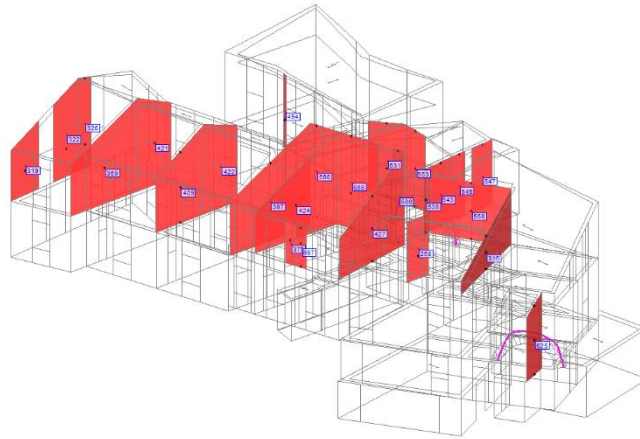


Fig. 5.7.IV – Verifica dei pannelli a pressoflessione ortogonale

Dall'analisi per i risultati di verifica dei pannelli sottoposti a pressoflessione ortogonale al piano principale, risulta che i pannelli che non soddisfano le verifiche indicati in Figura 5, sono sottoposti a uno stato di trazione nella sezione di sommità.

Tale sollecitazione, probabilmente dovuta alle deformazioni indotte dalla schematizzazione a telaio dell'insieme strutturale, non risulta così significativa; si è scelto, quindi, di operare una verifica parallela secondo quanto indicato in normativa al capitolo § 4.5 in modo da integrare anche le sollecitazioni risultanti da eccentricità di solaio altrimenti non riconosciute dal software, così come detto precedentemente.

L'analisi a pressoflessione ortogonale è stata condotta assumendo per i valori degli sforzi dovuti al peso proprio delle murature, quelli provenienti dall'elaborazione del software, così come quelli dovuti all'azione del vento. Per i valori di carico dei solai e per le relative eccentricità si è proceduto a un inserimento manuale basato sulla stima dell'eccentricità con valore pari a $2/6$ dello spessore della muratura, secondo lo schema indicato in Figura 6:

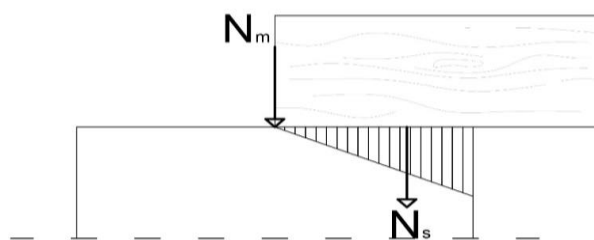


Fig. 5.7.V – Modello di riferimento per le eccentricità dei solai

Per l'applicazione dei carichi sulla struttura il software fa riferimento alla formulazione riportata in §2.5.3 e indica ogni combinazione di carico prevista in normativa come Condizione di Carico Elementare (CCE); ogni CCE si avvale di coefficienti specifici che servono per poter considerare la contemporanea presenza di più tipologie di carico; al fine di considerare tutti i possibili casi, sono previste le Combinazioni delle Condizioni di Carico Elementari (CCC).

Nello specifico sono state elaborate 12 CCC con il loro involucro:

- 1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°1: SLU: Combinazione 1
(Fondamentale/Variabile Cat.A/Vento +X))
 2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°2: SLU: Combinazione 2
(Fondamentale/Variabile Cat.A/Vento +Y))
 - 3 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°3: SLU: Combinazione 3
(Fondamentale/Variabile Cat.A/Vento -X))
 - 4 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°4: SLU: Combinazione 4
(Fondamentale/Variabile Cat.A/Vento -Y))
 5. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000
(5Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°5: SLU: Combinazione 37
(Fondamentale/Neve/Vento +X))
 6. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°6: SLU: Combinazione 38
(Fondamentale/Neve/Vento +Y))
 7. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°7: SLU: Combinazione 39
(Fondamentale/Neve/Vento -X))
 8. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°8: SLU: Combinazione 40
(Fondamentale/Neve/Vento -Y))
-

9. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°9: SLU: Combinazione 41
(Fondamentale/Vento +X))

10. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°10: SLU: Combinazione 42
(Fondamentale/Vento +Y))

11. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°11: SLU: Combinazione 43
(Fondamentale/Vento -X))

12. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: CCC n°12: SLU: Combinazione 44
(Fondamentale/Vento -Y))

13. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§4.5.5, §4.5.6.2) - C.Sic: 0.000 (CCC
ID 1)
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

*Per la consultazione dei risultati completi delle analisi si faccia riferimento ai seguenti elaborati
forniti in allegato:*

Allegato 1: Tabulati PCM Verifiche a Pressoflessione nel piano

Allegato 2: Tabulati PCM Verifiche a taglio

Allegato 3: Tabulati PCM Verifiche a Pressoflessione fuori piano

Allegato 4: Tabulati delle verifiche condotte "manualmente"

5.7.2 Analisi statica non lineare

La muratura in oggetto rientra nella tipologia a mattoni pieni e malta di calce, ma, ai fini dello studio del comportamento a rottura, in fase di modellazione è stata considerata irregolare composta da conci squadrati, in tale modo la lesione a taglio sarà riconosciuta come diagonale e nell'analisi con il programma di calcolo verrà considerata la resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali τ_0 anziché f_{v0} .

Per valutare le proprietà meccaniche della muratura ci si è avvalsi di prove in sito e in laboratorio; dalle prime, condotte con martinetto piatto, è risultato un valore di resistenza alla compressione f compreso tra 0,8 e 0,9 N/mm²; dalle altre, eseguite con prove a compressione su provini ricostruiti, ne è emerso un valore della resistenza compreso tra 3,0 e 3,5 N/mm². Dal confronto con i valori suggeriti in normativa per la tipologia di muratura in oggetto, si è dedotto che i valori meglio rappresentativi sono quelli dedotti dalle prove in laboratorio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)
	min-max	min-max
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,6÷4,3	0,05÷0,13

Tab. 5.7.2.1 – Valori di resistenza della muratura considerata

Sperimentalmente è stato determinato anche il valore del modulo elastico E , in particolare è risultato di 400 N/mm².

Per le caratteristiche che non è stato possibile determinare attraverso le prove sperimentali sono state dedotte dai valori suggeriti in normativa.

Considerando un andamento lineare del rapporto f - τ_0 si è dedotto che il valore della resistenza a taglio corrispondente a una $f = 3.25$ K/mm² è di 0.08 K/mm².

Dato il carattere teorico dei valori delle caratteristiche non derivate sperimentalmente si è scelto di assumere un fattore di confidenza FC pari a 1.35.

Dal momento che la struttura in esame risulta asimmetrica sia in pianta che in elevazione, in fase di analisi sismica si è ritenuto opportuno dividere il fabbricato e studiare separatamente il comportamento delle singole sottostrutture precedentemente individuate.

La fase di analisi è consistita in un percorso reiterativo nel quale si è studiata la variazione del comportamento del fabbricato in relazione ai seguenti parametri:

- resistenza media a compressione f_m
- resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali τ_0
- considerando una distribuzione di forze unimodale e uniforme
- ignorando il contributo della rigidità trasversale

Data la complessità dell'analisi non lineare inizialmente è opportuno elaborare solo due curve in modo da calibrare al meglio i vari parametri; consideriamo quindi solo la distribuzione unimodale e impostiamo come punto di controllo il baricentro del livello 3 (in quanto il baricentro del livello 4, cioè la copertura, non è rappresentativo del reale comportamento della struttura, poiché rappresenta un piano deformabile).

In seguito a questa prima fase è stato possibile considerare un valore dell'incremento di taglio compreso nel range di valori consigliato.

Dunque, si è richiesta l'elaborazione di 16 curve: nelle due direzioni principali considerando gli effetti dell'eccentricità accidentale tramite momento torcente aggiuntivo, senza combinare le due direzioni.

Il simbolo della lesione sull'asse dell'asta ci dice qual è il meccanismo di rottura che ha provocato la crisi dell'elemento.

Sottostruttura 1

Nello specifico questa parte del fabbricato risulta adiacente alla chiesa sul lato nord e al campanile ad est.

Per la prima interferenza si è scelto di escludere dall'analisi i pannelli in oggetto, mentre l'interfaccia con la torre è stata interpretata con una struttura di irrigidimento simulando un comportamento a pendolo.

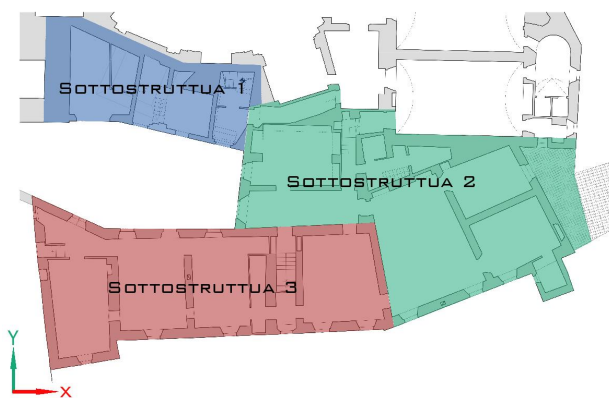


Fig. 5.7.2.II – Individuazione planimetrica della Sottostruttura

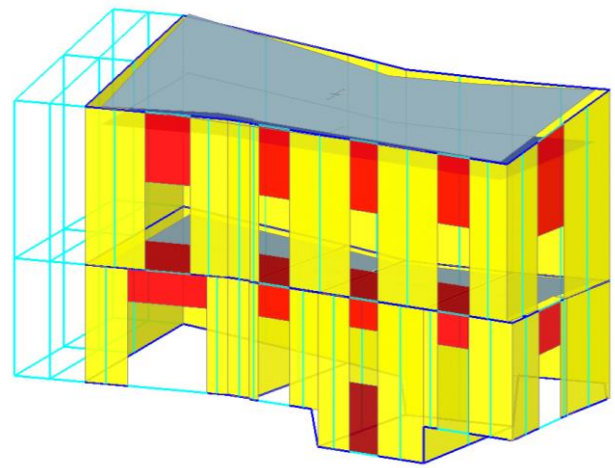


Fig. 5.7.2.III – Modellazione 3D della Sottostruttura 1 e schema delle aste

Per i modi di vibrare è possibile leggere i risultati in termini di periodo proprio di vibrazione e massa partecipante.

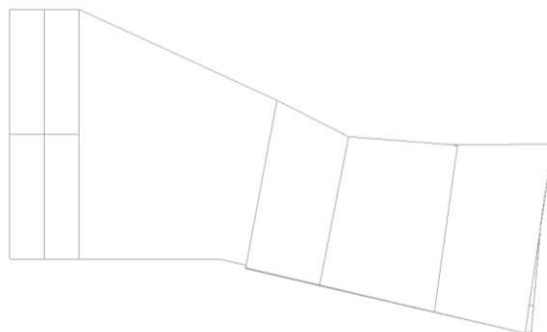


Fig. 5.7.2.IV – Vista indeformata in pianta della Sottostruttura 1

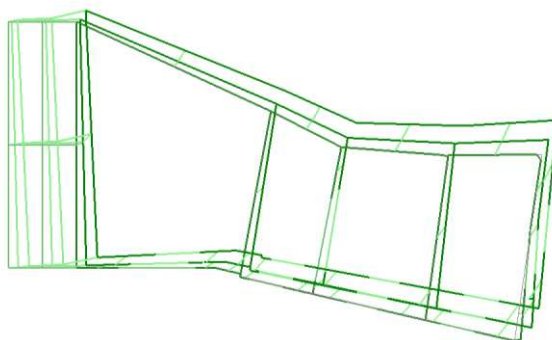


Fig. 5.7.2.III – Deformata della Sottostruttura 1, I Modo

Primo modo di vibrare	Modo 1/9
Direzione	Y
Periodo T	0.232 s
Massa partecipante	41,5 %

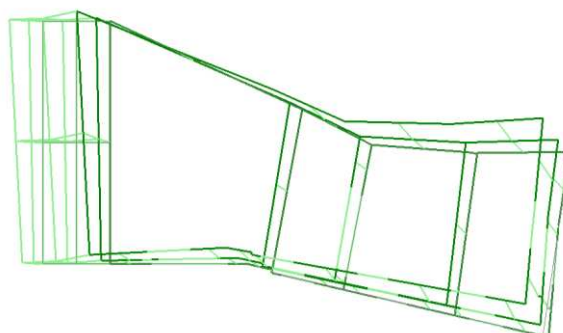


Fig. 5.7.2.IV – Deformata della Sottostruttura 1, II Modo

Secondo modo di vibrare	Modo 2/9
Direzione	X
Periodo T	0.170 s
Massa partecipante	55,0 – 83,1 %

$$\tau_0 = 0.08 \text{ N/mm}^2, f_m = 3.25 \text{ N/mm}^2$$

Tab. 5.7.2.II - Risultati Analisi Pushover per Sottostruttura 1 con $\tau_0 = 0.08 \text{ N/mm}^2$ e $f_m = 3.25 \text{ N/mm}^2$

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\xi_{PGA}(SLV)$	$\xi_{TR}(SLV)$	VN,CLV	$\xi_{PGA}(SLD)$	$\xi_{TR}(SLD)$	$\xi_{PGA}(SLO)$	$\xi_{TR}(SLO)$
1	☉	☐	B	+X'		+		L3	1.592	5.211	261	3.907	49.500	3.574	23.533
2	☉	☐	B	+X'		-		L3	1.592	5.211	261	3.907	49.500	4.250	44.667
3	☉	☑	B	+Y'		+		L3	1.327	2.501	125	2.709	12.600	2.294	7.200
4	☉	☐	B	+Y'		-		L3	1.592	5.211	261	3.256	23.460	2.809	12.000
5	☉	☐	B	-X'		+		L3	1.592	5.211	261	3.907	49.500	4.412	51.333
6	☉	☐	B	-X'		-		L3	1.592	5.211	261	3.907	49.500	3.706	26.967
7	☉	☐	B	-Y'		+		L3	1.469	3.701	185	3.256	23.760	2.809	12.000
8	☉	☐	B	-Y'		-		L3	1.455	3.583	179	3.558	33.660	3.074	15.467
9	☉	☐	E	+X'		+		L3	1.592	5.211	261	3.907	49.500	4.176	41.567
10	☉	☐	E	+X'		-		L3	1.592	5.211	261	3.907	49.500	4.941	81.300
11	☉	☐	E	+Y'		+		L3	1.592	5.211	261	3.372	26.940	2.897	13.233
12	☉	☐	E	+Y'		-		L3	1.592	5.211	261	3.907	49.500	3.706	26.967
13	☉	☐	E	-X'		+		L3	1.592	5.211	261	3.907	49.500	4.941	82.500
14	☉	☐	E	-X'		-		L3	1.592	5.211	261	3.907	49.500	4.603	61.167
15	☉	☐	E	-Y'		+		L3	1.592	5.211	261	3.907	49.500	3.574	23.867
16	☉	☐	E	-Y'		-		L3	1.592	5.211	261	3.395	28.100	2.926	13.667

$\xi_{PGA}(SLV)$, $\xi_{PGA}(SLD)$, $\xi_{PGA}(SLO) > 1$ quindi la risposta della struttura all'azione sismica è positiva per ogni curva elaborata e per ciascun ogni Stato Limite

dove:

ξ_{PGA} rappresenta il coefficiente di sicurezza in termini di massima accelerazione al suolo

ξ_{TR} rappresenta il coefficiente di sicurezza in termini di tempo di ritorno

Entrambi vengo riportati rispettivamente allo stato limite di salvaguardia della vita (*SLV*), allo stato limite di danno (*SLD*) e allo stato limite di operatività (*SLO*)

Il riempimento rosso indica i coefficienti inferiori a 0,6, valore indicato in normativa come soglia per il raggiungimento del livello di miglioramento sismico.

Grafico curve di capacità

Nel grafico viene evidenziata la curva relativa al coefficiente di sicurezza minore; i valori visualizzati nel grafico e nella stringa di testo iniziale sono dunque quelli relativi a tale condizione.

In particolare nell'intestazione compaiono:

- distribuzione di forza (**B**=unimodale: forze corrispondenti al primo modo di vibrare);
- direzione e verso di azione del sisma (**+Y**); direzione del momento torcente dovuto ad eccentricità accidentale (**+T**)
- **SLV**: **C**=capacità di spostamento, in mm, relativo allo stato limite di salvaguardia della vita
- **SLV**: **D**=domanda di spostamento, in mm, relativo allo stato limite di salvaguardia della vita
- **SLD**: **C**=capacità di spostamento, in mm, relativo allo stato limite di danno
- **SLD**: **D**=domanda di spostamento, in mm, relativo allo stato limite di danno
- **SLO**: **C**=capacità di spostamento, in mm, relativo allo stato limite di operatività
- **SLO**: **D**=capacità di spostamento, in mm, relativo allo stato limite di operatività

La dicitura "M-GDL " sta a indicare che il comportamento della struttura è assimilato a quello di un oscillatore a M Gradi Di Libertà

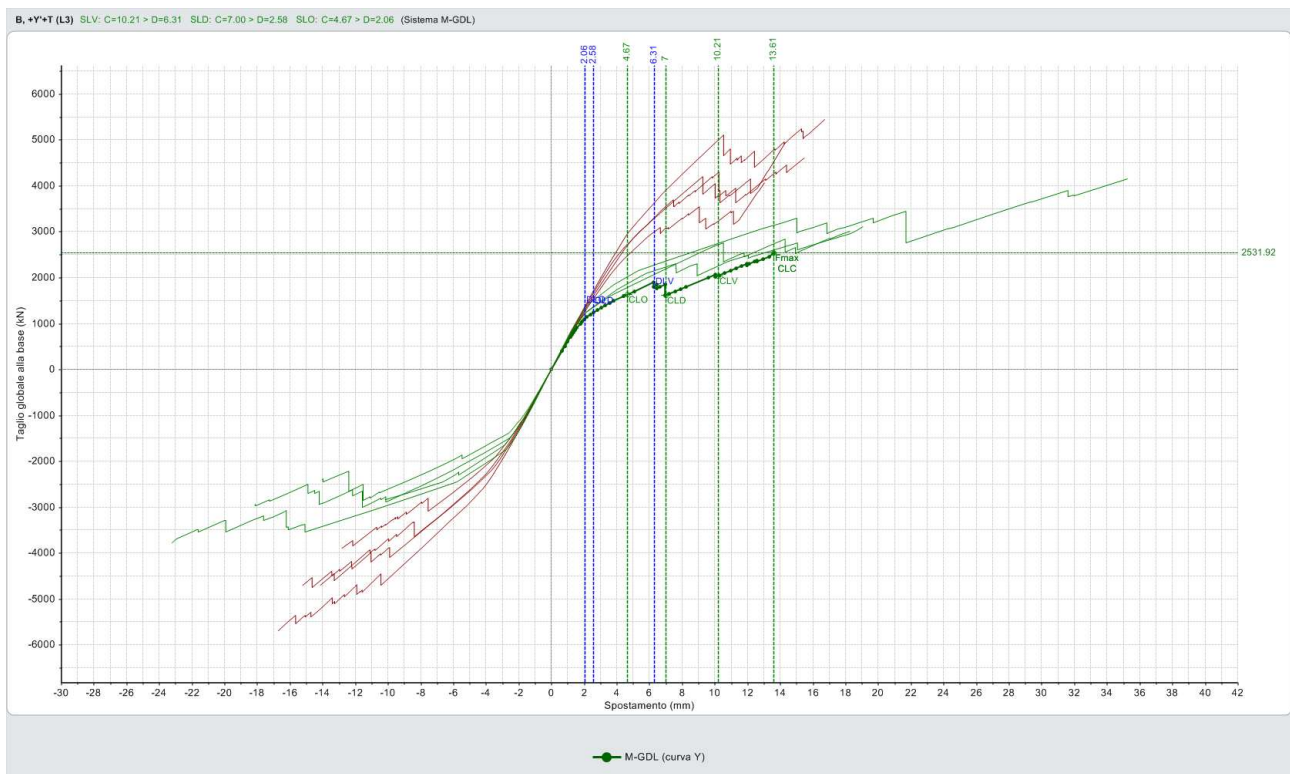


Fig. 5.7.2.V – Curve di capacità Sottostuttura 1 per $\tau_0 = 0.08 \text{ N/mm}^2$ e $f_m = 3.25 \text{ N/mm}^2$

Dove:

- curva di capacità per azione sisma in direzione X
- curva di capacità per azione sisma in direzione Y
- - - domanda di spostamento
- - - capacità di spostamento
- - - spostamento relativo alla capacità di collasso

Sono riportati il primo pannello che va a rottura e la situazione limite corrispondente all'interruzione della curva di capacità.

Nel caso in cui la rottura del primo pannello corrisponde all'interruzione della curva, è riportata solo la situazione corrispondente.

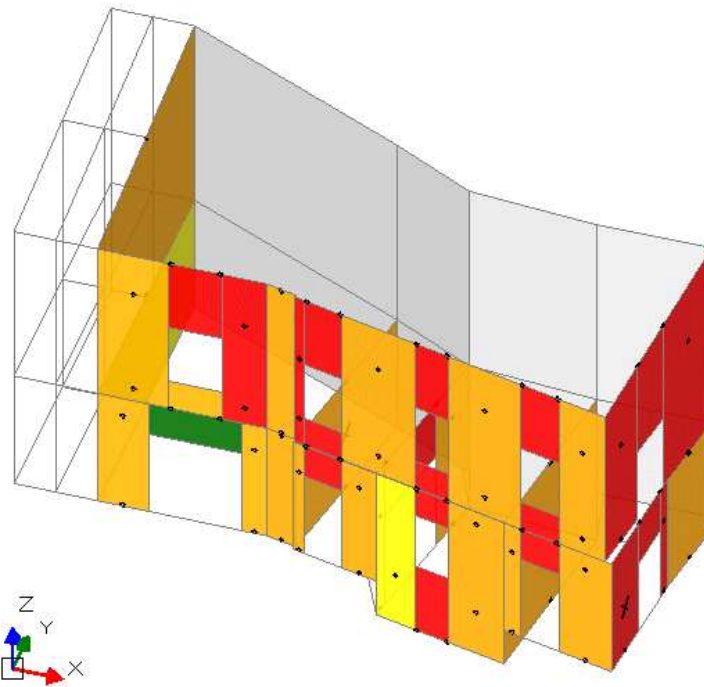









Fig. 5.7.2.VI – Situazione corrispondente all'interruzione della curva di capacità con stato di danno oltre il limite di sicurezza fissato dalla normativa, con $\tau_0 = 0.08 \text{ N/mm}^2$ e $f_m = 3.25 \text{ N/mm}^2$

Causa del termine di costruzione della curva di capacità:

La struttura è diventata labile (spostamenti inaccettabili)

Legenda relativa alla verifica delle aste murari.

-  Asta in fase elastica
-  Asta parzialmente plasticizzata
-  Asta plasticizzata
-  Asta collassata
-  Asta in trazione/compressione eccessiva
-  Asta in instabilità
-  Asta non sottoposta a verifica

Sottostruttura 2

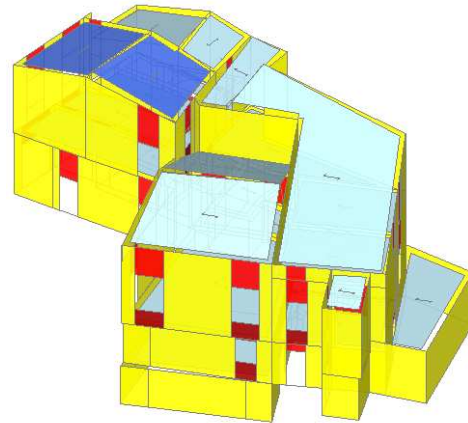
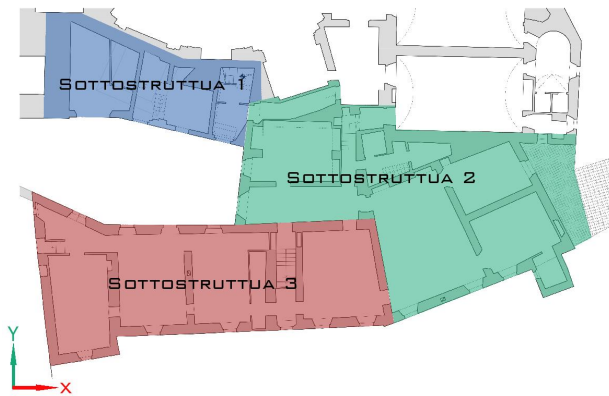


Fig. 5.7.2.VII – Individuazione planimetrica della Sottostruttura

Fig. 5.7.2.VIII – Modellazione 3D della Sottostruttura 1 e schema delle aste

Analisi modale

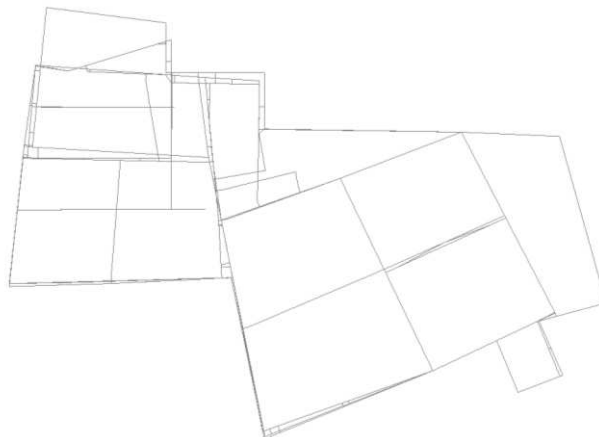


Fig. 5.7.2.IX – Vista indeformata in pianta della Sottostruttura 2

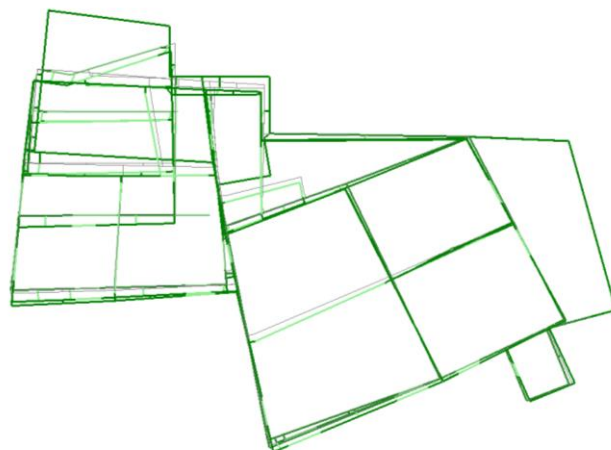


Fig. 5.7.2.X - Deformata della Sottostruttura 2, I Modo

Primo modo di vibrare	Modo 1/320
direzione	Y
periodo	0.253 s
massa partecipante	38,4 %

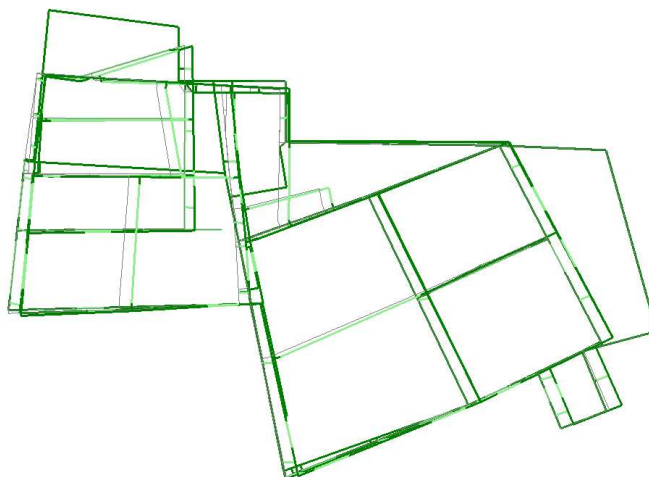


Fig. 5.7.2.XI - Deformata della Sottostruttura 2, Il Modo

Primo modo di vibrare	Modo 2/320
direzione	X
periodo	0.194 s
massa partecipante	36,3 – 36,5%

$$\tau_0 = 0.08 \text{ N/mm}^2, f_m = 3.25 \text{ N/mm}^2$$

Tabella 5.7.2.IV – Risultati Analisi Pushover per Sottostruttura 2 con $\tau_0 = 0.08 \text{ N/mm}^2$ e $f_m = 3.25 \text{ N/mm}^2$

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\xi_{PGA}(SLV)$	$\xi_{TR}(SLV)$	VN,CLV	$\xi_{PGA}(SLD)$	$\xi_{TR}(SLD)$	$\xi_{PGA}(SLO)$	$\xi_{TR}(SLO)$
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X'		+		L3	1.062	1.179	59	2.012	5.640	1.706	3.400
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X'		-		L3	1.209	1.754	88	2.326	8.340	1.956	4.833
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'		+		L3	1.374	2.855	143	1.163	1.380	0.956	0.867
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'		-		L3	1.412	3.168	159	1.186	1.460	1.029	1.067
5	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'		+		L3	1.261	2.040	102	2.151	6.740	1.794	3.933
6	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'		-		L3	1.147	1.465	73	1.826	4.400	1.559	2.667
7	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'		+		L3	1.412	3.168	159	1.186	1.460	0.985	0.933
8	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'		-		L3	1.351	2.659	133	1.128	1.300	0.941	0.833
9	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'		+		L3	1.592	5.211	261	3.419	28.760	2.941	13.900
10	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'		-		L3	1.592	5.211	261	3.907	49.500	3.559	23.200
11	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'		+		L3	1.592	5.211	261	2.151	6.620	1.794	3.933
12	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'		-		L3	1.592	5.211	261	2.244	7.580	1.882	4.400
13	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'		+		L3	1.592	5.211	261	3.616	35.940	3.147	16.233
14	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'		-		L3	1.592	5.211	261	3.105	19.880	2.676	10.667
15	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'		+		L3	1.592	5.211	261	2.151	6.740	1.794	3.933
16	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'		-		L3	1.592	5.211	261	2.105	6.380	1.779	3.767

$\xi_{PGA}(SLV)$, $\xi_{PGA}(SLD) > 1$ $\xi_{PGA}(SLO) < 1$ quindi la risposta della struttura all'azione sismica è positiva per ogni curva elaborata agli Stati Limite di Salvaguardia della vita e di Danno; allo Stato Limite di Operatività risulta invece di $0.985 < 1$ per la distribuzione unimodale in direzione Y ed è soddisfatta per ogni altra curva.

distribuzione **unimodale**; direzione e verso di azione del sisma **+Y'**; direzione del momento torcente dovuto ad eccentricità accidentale (**+T**)

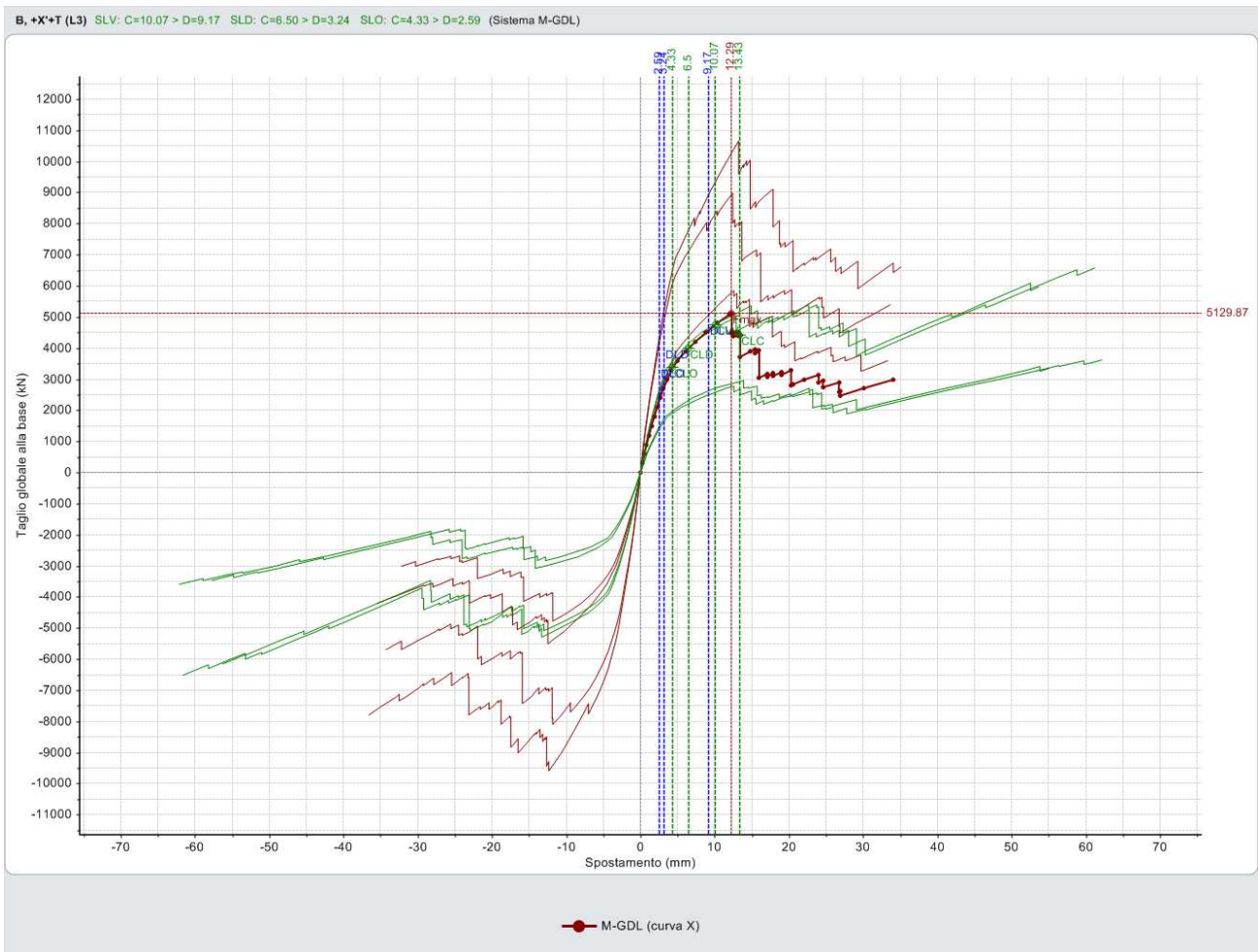


Fig. a 5.7.2.XII – curve di capacità Sottostruttura 2 con $\tau_0 = 0.08 \text{ N/mm}^2$ e $f_m = 3.25 \text{ N/mm}^2$

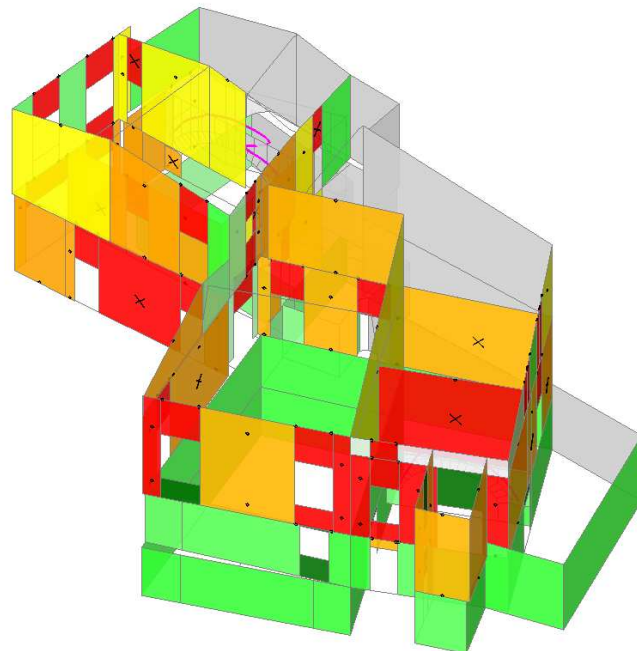









Fig. 5.7.2.XII – Situazione corrispondente all'interruzione della curva di capacità delle Sottostruttura 2 con stato di danno oltre il limite di sicurezza fissato dalla normativa, con $\tau_0 = 0.08 \text{ N/mm}^2$ e $f_m = 3.25 \text{ N/mm}^2$

Causa del termine di costruzione della curva di capacità:

La struttura e' diventata labile (spostamenti inaccettabili)

Legenda relativa alla verifica delle aste murari.

-  Asta in fase elastica
-  Asta parzialmente plasticizzata
-  Asta plasticizzata
-  Asta collassata
-  Asta in trazione/compressione eccessiva
-  Asta in instabilità
-  Asta non sottoposta a verifica

Sottostruttura 3

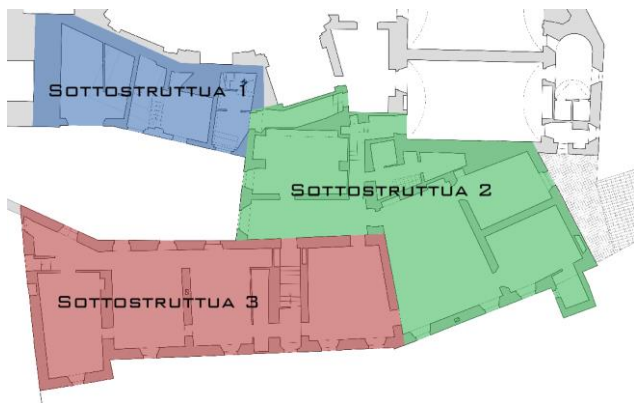


Fig. 5.7.2.XIV – Individuazione planimetrica della Sottostruttura

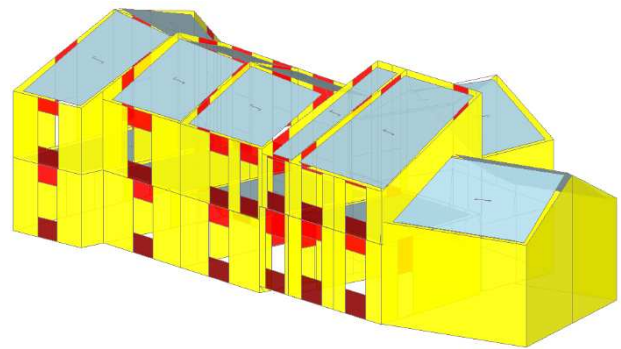


Fig. 5.7.2.XV – modellazione 3D della Sottostruttura 3 e schema delle aste

Analisi modale

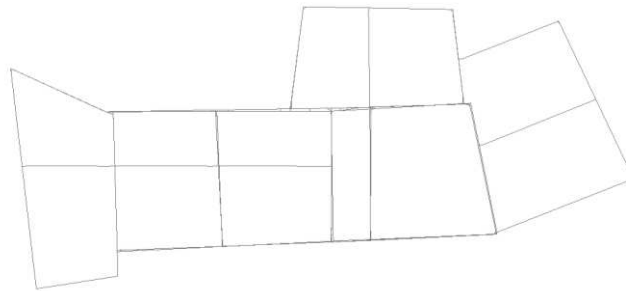


Fig. 5.7.2.XVI – Vista indeformata in pianta della Sottostruttura 3

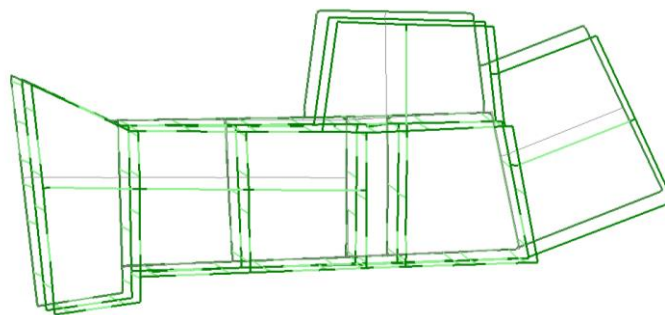


Fig. 5.7.2.XVII – Deformata della Sottostruttura 3, I Modo

Primo modo di vibrare	Modo 1/8
Direzione	X
Periodo	0.249 s
Massa partecipante	43,3 %

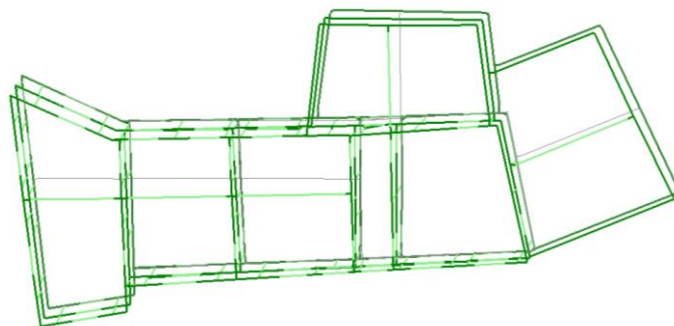


Fig. 5.7.2.XVIII – Deformata della Sottostruttura 3, Il Modo

Primo modo di vibrare	Modo 2/8
Direzione	Y
Periodo	0.230 s
Massa partecipante	43,1 – 3,6 %

$$\tau_0 = 0.08 \text{ N/mm}^2, f_m = 3.25 \text{ N/mm}^2$$

Tabella 5.7.2.V– Risultati Analisi Pushover per Sottostruttura 3 con $\tau_0 = 0.08 \text{ N/mm}^2$ e $f_m = 3.25 \text{ N/mm}^2$

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt.	Ez.	Control	$\zeta, \text{PGA}(\text{SLV})$	$\zeta, \text{TR}(\text{SLV})$	VN,CLV	$\zeta, \text{PGA}(\text{SLD})$	$\zeta, \text{TR}(\text{SLD})$	$\zeta, \text{PGA}(\text{SLO})$	$\zeta, \text{TR}(\text{SLO})$
1	☉	☑	B	+X'		+		L3	0.455	0.137	7	1.000	0.980	0.838	0.633
2	☉	☐	B	+X'		-		L3	0.464	0.141	7	0.988	0.960	0.824	0.600
3	☉	☐	B	+Y'		+		L3	0.991	0.962	48	1.581	3.020	1.324	1.867
4	☉	☐	B	+Y'		-		L3	1.128	1.385	69	1.581	3.020	1.324	1.800
5	☉	☐	B	-X'		+		L3	0.559	0.223	11	1.093	1.200	0.897	0.767
6	☉	☐	B	-X'		-		L3	0.559	0.225	11	1.093	1.200	0.897	0.767
7	☉	☐	B	-Y'		+		L3	0.991	0.968	49	1.419	2.300	1.176	1.433
8	☉	☐	B	-Y'		-		L3	0.919	0.798	40	1.395	2.260	1.162	1.400
9	☉	☐	E	+X'		+		L3	0.900	0.758	38	1.314	1.940	1.088	1.233
10	☉	☐	E	+X'		-		L3	0.905	0.771	39	1.326	2.000	1.118	1.267
11	☉	☐	E	+Y'		+		L3	1.047	1.143	57	1.674	3.440	1.397	2.100
12	☉	☐	E	+Y'		-		L3	1.199	1.716	86	1.721	3.680	1.441	2.233
13	☉	☐	E	-X'		+		L3	0.891	0.735	37	1.314	1.940	1.088	1.233
14	☉	☐	E	-X'		-		L3	0.882	0.709	36	1.314	1.940	1.088	1.233
15	☉	☐	E	-Y'		+		L3	1.081	1.251	63	1.605	3.100	1.324	1.867
16	☉	☐	E	-Y'		-		L3	0.991	0.977	49	1.523	2.760	1.265	1.700

ξ PGA(SLV), ξ PGA(SLD) e ξ PGA(SLO) mostrano valori < 1 per ciascuna distribuzione di forze, con maggiore vulnerabilità all'azione in direzione X.

distribuzione **unimodale**; direzione e verso di azione del sisma **+X**; direzione del momento torcente dovuto ad eccentricità accidentale (**+T**)



Fig. 5.7.2. XIX – curve di capacità Sottostruttura 3 con $\tau_0 = 0.08 \text{ N/mm}^2$ e $f_m = 3.25 \text{ N/mm}^2$

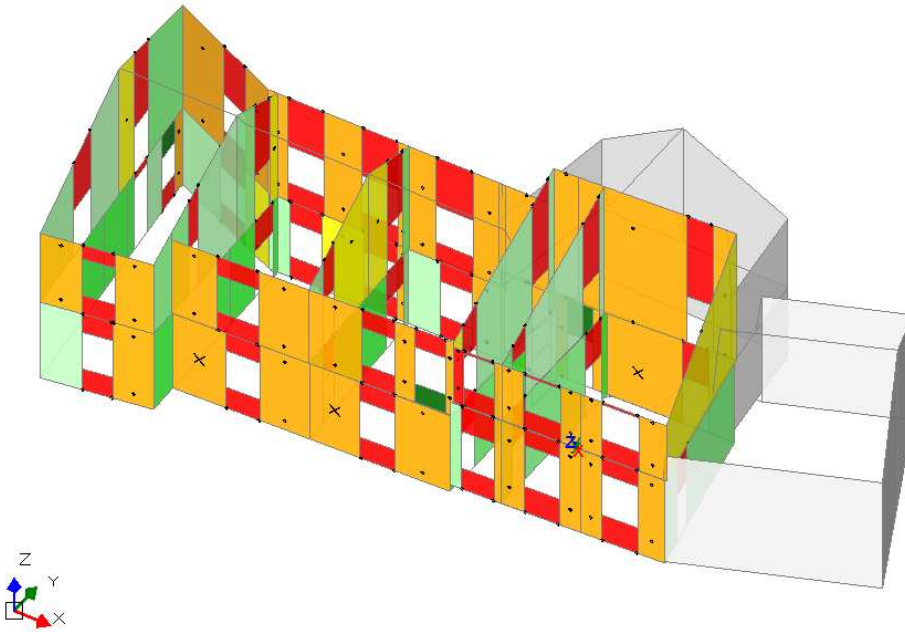


Fig. 5.7.2.XX – Situazione corrispondente all'interruzione della curva di capacità della Sottostruttura 3, con $\tau_0 = 0.08 \text{ N/mm}^2$ e $f_m = 3.25 \text{ N/mm}^2$

Causa del termine di costruzione della curva di capacità:

Al piano 2 tutti gli elementi verticali in muratura sono collassati sotto azioni complanari. Come evidenziato dalla rappresentazione grafica delle lesioni, la situazione corrispondente all'interruzione della curva di capacità è caratterizzata dalla formazione di cerniere plastiche.

Legenda relativa alla verifica delle aste murari.

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

5.6 Analisi cinematica

Come già detto precedentemente, un'analisi globale gli edifici esistenti non può prescindere dall'accertamento che siano scongiurati collassi locali per perdita di equilibrio di porzioni murarie; perché queste analisi abbiano senso è necessario che persista il presupposto di un comportamento monolitico della parete (condizione applicabile al caso studio, così come riscontrato dai sondaggi sui pannelli).

Occorre quindi individuare i meccanismi locali significativi per la costruzione; questa scelta può avvenire sulla base della conoscenza del comportamento sismico di edifici analoghi già interessati dal terremoto, oppure sulla base del quadro fessurativo presente, se l'edificio risulta già danneggiato.

Una volta individuato il meccanismo, l'analisi consiste nella definizione di una catena cinematica a un grado di libertà a cui vengono applicate una serie di forze: pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; carichi verticali portati dagli stessi; un sistema di forze proporzionali ai carichi verticali portati; eventuali forze esterne (ad esempio per la presenza di catene metalliche). La proporzionalità di tale sistema di forze è data dal moltiplicatore di carichi α ; l'accelerazione sismica di attivazione del cinematismo si determina a partire dal valore del moltiplicatore per il quale si ha l'uguaglianza tra le forze agenti e quelle resistenti e quindi l'attivazione del cinematismo.

Il software PCM dell'Aedes prevede la possibilità di analizzare due categorie di cinematismi: sismici e statici.

I primi riguardano i veri e propri meccanismi di collasso sottoposti ad azioni orizzontali di origine sismica e oggetto di verifica di sicurezza attraverso la definizione degli indicatori di rischio sismico; gli altri costituiscono semplici verifiche di stabilità di corpi murari, hanno infatti lo scopo di calcolare la forza ribaltante che attiva il meccanismo prescindendo dalle masse inerziali mobilitate dal sisma. Per i fini della nostra analisi si è fatto riferimento ai cinematismi sismici.

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale α dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento \mathbf{d}_k di un punto di

controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α , in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$.

Un meccanismo è definito come sismico quando ha lo scopo di calcolare il moltiplicatore di collasso (α_0), che è il fattore per il quale si ha l'attivazione del meccanismo; il software utilizzato, inoltre, svolge il calcolo degli indicatori di rischio sismico in termini di PGA e TR, sia per SLV che eventualmente, se richiesto, per SLD, con corrispondente verifica di sicurezza.

Una volta ottenuto il moltiplicatore di collasso, questo va relazionato ad un'accelerazione sismica a_0^* così da rendere possibile il confronto con lo spettro elastico così come definito al 3.2.6 delle NTC 2018.

5.6.1 Verifiche agli stati limite

La norma ci dice che la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Danno è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, l'accelerazione di attivazione del meccanismo viene confrontata con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico definito nel § 3.2.6, valutato per $T=0$

$$a_0^* \geq a_g(p_{VR}) \cdot S$$

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. In aggiunta alla C8A.4.9, si verifica anche che:

$$a_0^* \geq S_e(T_1)\psi(Z)y$$

La verifica agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita dei meccanismi locali può essere svolta con verifica semplificata con fattore q (analisi cinematica lineare) oppure mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare). Se si sceglie di adottare il primo criterio, le verifiche da condurre avranno la stessa distinzione di cui sopra ma introducendo il fattore di comportamento q , si avrà quindi:

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

Per verifiche di pannelli con appoggio a terra e

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

Per verifiche di pannelli con quota di posa superiore al piano del terreno.

- l'accelerazione spettrale S_e viene calcolata in base al periodo T_1 secondo le espressioni del D.M. 2018 3.2.3.2.1

- ψ , γ , q sono definiti come sopra

Il software definisce queste due condizioni indicando con \mathbf{a}_1^* l'accelerazione relativa al corpo rigido partecipante direttamente vincolato al terreno o con un corpo rigidamente collegato ad esso (a^* , Rig= \mathbf{a}_1^*); con \mathbf{a}_2^* il corpo rigido collegato al terreno tramite corpi deformabili (a^* , Def= \mathbf{a}_2^*).

Pertanto $a^* = \{(\mathbf{a}_1^*); (\mathbf{a}_2^*)\}$

Per la ricerca della PGA, ovvero l'accelerazione sostenibile, oltre la quale si innesca il cinematiso, si procede considerando quindi l'uguaglianza $a_0^* = a^*$; tale relazione è però di tipo non lineare. Pertanto il modo corretto con cui procedere per determinare PGA,CLV è seguire una procedura iterativa, fondata sul periodo di ritorno. Applicando il metodo di bisezione ad ogni passo T_R viene fatto variare tra valori ammissibili (per norma compresi tra 30 e 2475 anni); a T_R corrispondono unicamente i valori degli altri parametri e si controlla se l'equazione $a_0^* = a^*$ è soddisfatta, quando ciò accade la a_g corrispondente è la PGA,CLV cercata, cui corrispondono univocamente anche i valori di T_R ,CLV e P_{VR} ,CLV.

La PGA,CLV viene poi confrontata con l'accelerazione in input sismica al suolo relativa al sito in esame PGA,DLV, definendo l'indicatore di rischio sismico. Così anche per l'indicatore di rischio sismico in termini di T_R ,CLV e T_R ,DLV

Il software non fornisce il rapporto tra i due parametri, ma rende possibile una consultazione dei valori così da poter effettuare un confronto manuale.

Vengono invece forniti dei coefficienti di sicurezza in termini di PGA, TR e PVR.

Per la validazione del metodo PCM relativamente ai cinematismi, si è proceduto al confronto dei risultati con un foglio di calcolo redatto sulla base delle indicazioni normative della CIRCOLARE n.7 del 21 gennaio 2019, capitolo C8.7.1.2. e della Circ. Esplicativa 7 del 21 gennaio 2019.

Mentre tale procedimento ha dimostrato una corrispondenza di risultati nella prima parte relativa al confronto tra l'accelerazione di attivazione e quella al suolo, non è invece stato possibile, per la natura iterativa del procedimento, ripetere la simulazione dell'elaborazione del calcolo della PGA,CLV e TR,CLV; si riportano di seguito i dati ottenuti.

Andiamo ora a vedere come il software interpreta a livello operativo l'analisi cinematica.

5.6.2 Dati di in-put

L'analisi del software combina una definizione grafica degli elementi coinvolti e del meccanismo interessato con l'inserimento manuale di alcuni parametri e la scelta del criterio di calcolo per i parametri derivati. I parametri che viene chiesto di definire sono:

N: indica il numero di piani della struttura; può essere modificata per adeguare correttamente il numero di piani per la parte di struttura che coinvolge il cinematismo in oggetto.

H: indica l'altezza della struttura rispetto al piano di fondazione

Z: quota del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo e il resto della costruzione.

T_1 : primo periodo di vibrazione della struttura; è possibile scegliere tra l'inserire il risultato derivato dall'analisi modale oppure sfruttare la relazione semplificata proposta anche in normativa: $T=0.05 H^{3/4}$.

Si è fatto uso del valore derivato dalle analisi modali.

γ : coefficiente di partecipazione modale; è possibile scegliere tra l'inserire il risultato derivato dall'analisi modale oppure sfruttare la relazione semplificata proposta in normativa: $\gamma = 3N / (2N+1)$

FC: fattore di confidenza desiderato

$e^*=1$: variabile del tipo logic; quando posta su Sì per la frazione di massa partecipante si adotta sempre il valore unitario 1; quando posta su No si adotta il valore risultante dall'applicazione della formula da normativa:

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

Adottando il valore unitario si agisce a favore di sicurezza.

5.6.3 Dati di out-put

α_0 : moltiplicatore di collasso; come espresso in normativa C8A.4.1 questo dato è ottenuto applicando il Principio dei Lavori Virtuali:

$$\alpha_0 \sum_{i=1}^n P_i u_i + \alpha_0 \sum_{j=n+1}^n P_j u_j + \sum_{i=1}^n P_i v_i + \sum_{k=1}^o F_k u_k$$

M^* : Massa Partecipante coinvolta nel meccanismo, espressa in Kg e valutata come in C8A.4.3

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i u_i)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i u_i^2}$$

e^* : funzione della precedente scelta

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

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \tag{C8A.4.4}$$

5.6.4 Ribaltamento semplice

Il cinematismo in oggetto considera una possibile rotazione di uno o più corpi partecipanti attorno a un asse orizzontale. È definito “semplice” perché si vincolano i corpi a ruotare attorno ad un unico asse.

Il modello sotto riportato non è analogo al modello usato per le analisi sismiche ma adeguato al superamento di limitazioni geometriche che ostacolano la definizione dei cinematismi.

Per lo studio dei cinematismi è stato usato il modello dell'intero complesso, inserendo all'interno dei singoli cinematismi il periodo proprio di vibrazione relativo alla sottostruttura di appartenenza, derivato dalle precedenti analisi modali

Macroelemento I, cinematismo 1: ribaltamento facciata

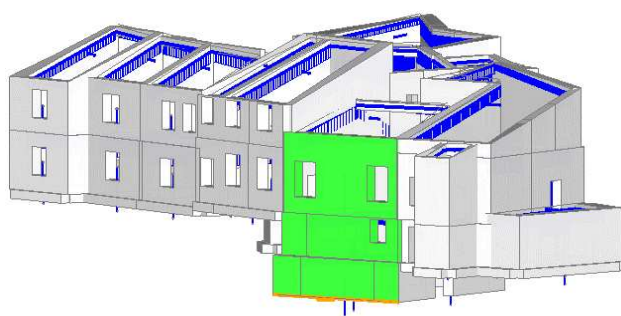


fig. 5.6.4.I - macroelemento 1

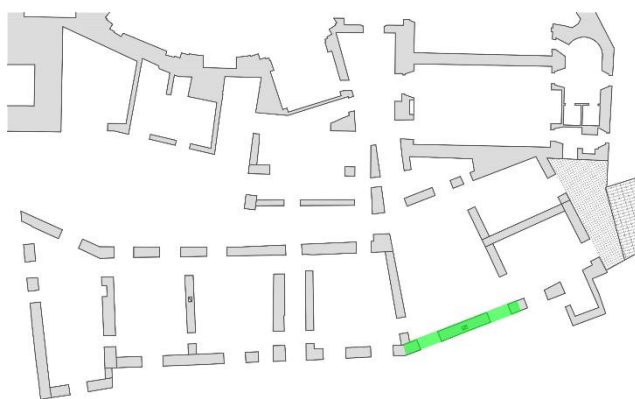


fig. 5.6.4.II - macroelemento I, individuazione planimetrica

Con:

- Coefficiente di sicurezza > 1
- Coefficiente di sicurezza 0.8 ÷ 1
- Coefficiente di sicurezza < 0.8

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0,17	0,170
M^* (t)	61,893	60,49
a_0^*	0,204	0,206
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0,106	0,106
PGA, CLV	0,336	-
TR, CLV	2475	-
VN, PGA	261	-
IRS, PGA	1,59	-
IRS, TR	5,21	-

Dove:

- α_0 moltiplicatore di attivazione (adimensionale)
- α_0 accelerazione spettrale di attivazione (g)
- M^* massa partecipante (kg)
- γ coefficiente di partecipazione modale
- α_0^* accelerazione spettrale richiesta (g)
- α_1^* accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (g)
- α_2^* accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile(g)

E vengono elaborati gli indici di rischio sismico:

PGA,CLV capacità in termini di PGA per SLV

TR, CLV capacità in termini di ritorno TR per SLV

VN,CLV capacità in termini di vita nominale per SLV

IRS,PGA indicatore di rischio sismico in termini di PGA = PGA,CLV / PGA,DLV

IRS,TR indicatore di rischio sismico in termini di PGA = TR,CLV / TR,DLV

con CLV = Capacità in termini di Stato Limite di Salvaguardia della Vita e DLV = Domanda in termini di Stato Limite di Salvaguardia della Vita

quindi la prova si ritiene soddisfatta se il rapporto è > 1 .

Macroelemento I, cinematico 2: ribaltamento seconda elevazione



fig. 5.6.4.III - macroelemento I, cinematico 2

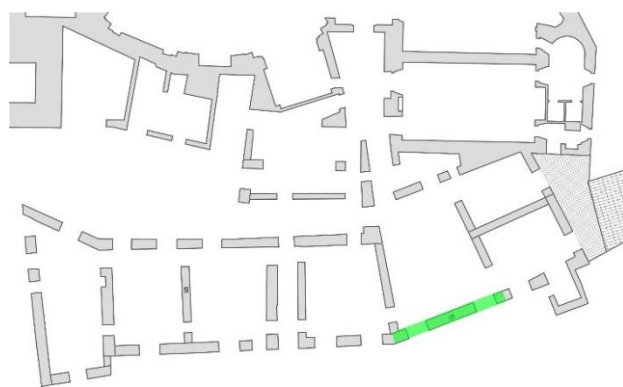


fig. 5.6.4.IV - ME I, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0,076	0,075
M^* (t)	43,187	42,43
a_0^*	0,079	0,078
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0,103	0,106
PGA, CLV	0,158	-
TR, CLV	220	-
VN, PGA	23	-
IRS, PGA	0,748	-
IRS, TR	0,463	-

Macroelemento I, cinematico 3: ribaltamento terza elevazione

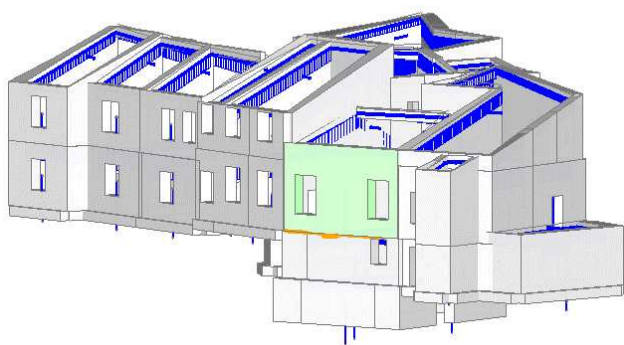


fig. 5.6.4.V - macroelemento I, cinematico 3

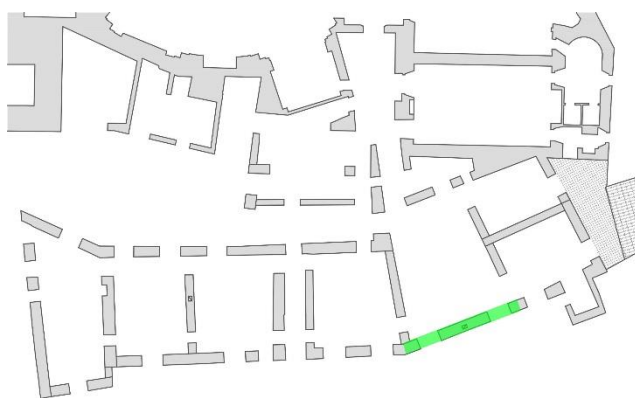


fig. 5.6.4.VI - ME I, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0,143	0,143
M^* (t)	33,638	33,609
a_0^*	0,119	0,120
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0,169	0,169
PGA, CLV	0,150	-
TR, CLV	191	-
VN, PGA	20	-
IRS, PGA	0,710	-
IRS, TR	0,402	-

Macroelemento II, cinematico 4: ribaltamento facciata

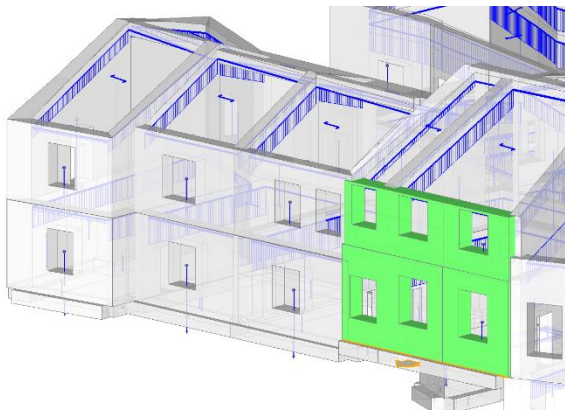


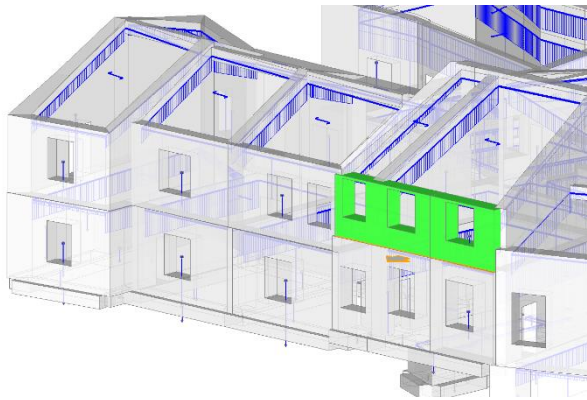
fig. 5.6.4.VII - macroelemento II, cinematico 4



fig. 5.6.4.VIII - ME II, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0,119	0,118
M^* (t)	36,173	36,131
a_0^*	0,123	0,121
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0,106	0,106
PGA, CLV	0,246	-
TR, CLV	736	-
VN, PGA	78	-
IRS, PGA	1,165	-
IRS, TR	1,549	-

Macroelemento II, cinematico 5: ribaltamento seconda elevazione



5.6.4.IX - macroelemento II, cinematico 5

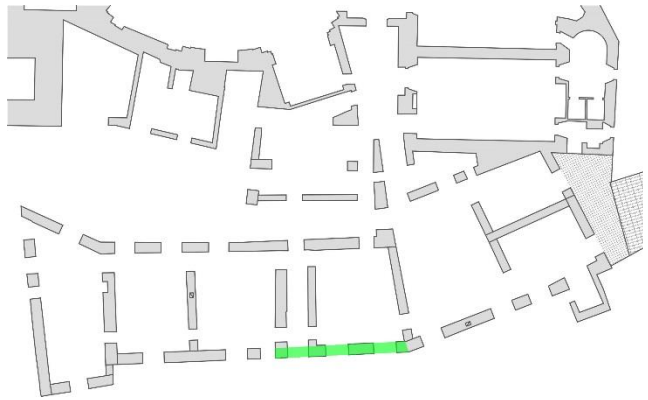


fig. 5.6.4.X - ME II, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0,119	0,118
M^* (t)	36,173	36,131
a_0^*	0,123	0,121
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0,106	0,106
PGA, CLV	0,246	-
TR, CLV	736	-
VN, PGA	78	-
IRS, PGA	1,165	-
IRS, TR	1,549	-

Macroelemento III, cinematismo 6: ribaltamento facciata

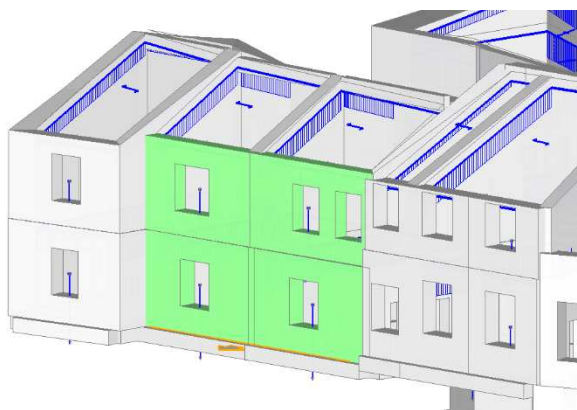


fig. 5.6.4.XI - macroelemento III, cinematismo 6

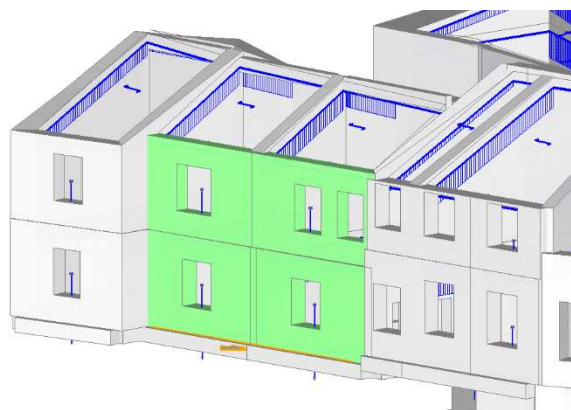


fig. 5.6.4.XII - ME III, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0,106	0.108
M^* (t)	50,188	50.045
a_0^*	0.113	0.116
$a^*[\max(a_1^*;a_2^*)]$	0.106	0.106
PGA,CLV	0.226	
TR,CLV	577	
VN, PGA	61	
IRS,PGA	1.070	
IRS,TR	1.215	

Macroelemento III, cinematismo 7: ribaltamento seconda elevazione



fig. 5.6.4.XIII - macroelemento III, cinematismo 7

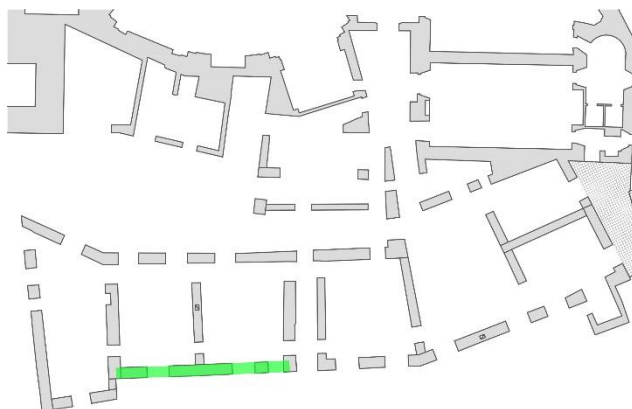


fig. 5.6.4.XIV - ME III, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.162	0.161
M^* (t)	26.877	26.550
a_0^*	0.136	0.135
$a^*[\max(a_1^*;a_2^*)]$	0.106	0.106
PGA,CLV	0.181	
TR,CLV	320	
VN, PGA	34	
IRS,PGA	0.857	
IRS,TR	0.674	

Macroelemento IV, cinematismo 8: ribaltamento facciata

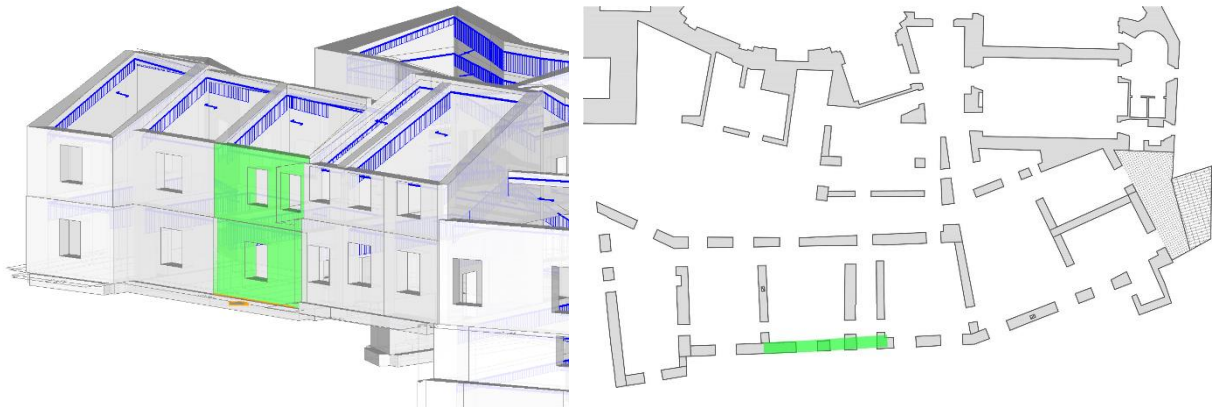


fig. 5.6.4.XV - macroelemento III, cinematismo 8

fig. 5.6.4.XVI - ME III, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.110	0.113
M^* (t)	25.089	24.671
a_0^*	0.118	0.119
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.159	0.106
PGA, CLV	0.158	
TR, CLV	220	
VN, PGA	23	
IRS, PGA	0.748	
IRS, TR	0.463	

Macroelemento IV, cinematismo 9: ribaltamento seconda elevazione

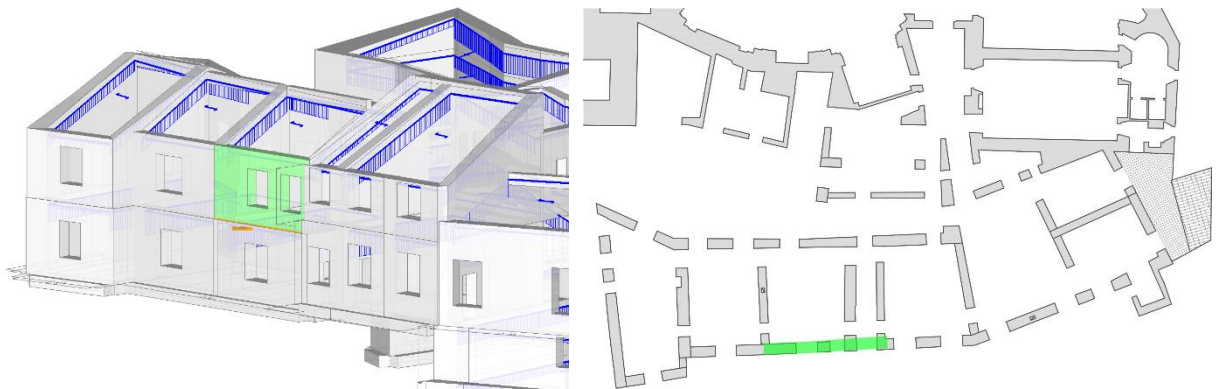


fig. 5.6.4.XVII - macroelemento III, cinematismo 9

fig. 5.6.4.XVIII - ME IV, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.160	0.160
M^* (t)	13.207	12.729
a_0^*	0.135	0.135
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.159	0.158
PGA, CLV	0.181	
TR, CLV	314	
VN, PGA	33	
IRS, PGA	0.857	
IRS, TR	0.661	

Macroelemento V, cinematico 10: ribaltamento facciata

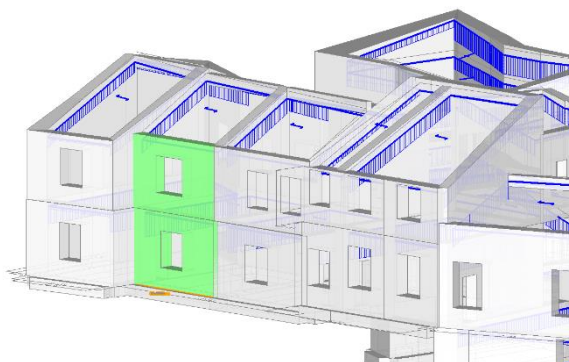


fig. 5.6.4.XIX - macroelemento V, cinematico 10



fig. 5.6.4.XX - ME V, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.101	0.103
M^* (t)	25.101	24.981
a_0^*	0.108	0.111
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.106	0.106
PGA, CLV	0.215	
TR, CLV	502	
VN, PGA	53	
IRS, PGA	1.018	
IRS, TR	1.057	

Macroelemento V, cinematico 11: ribaltamento seconda elevazione

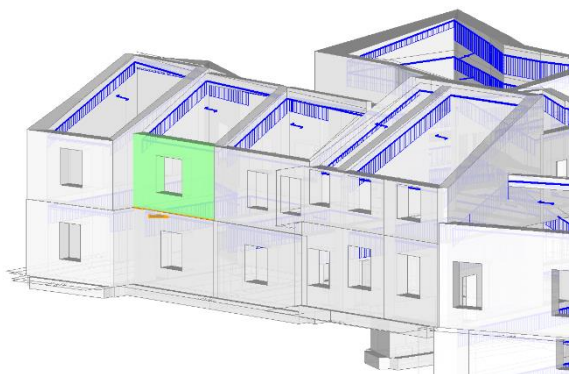


fig. 5.6.4.XXI - macroelemento V, cinematico 11

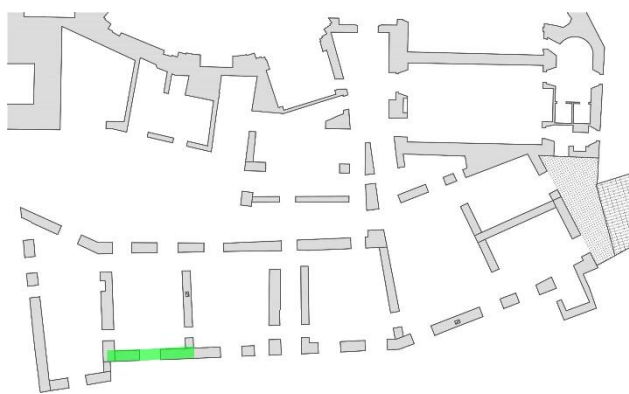


fig. 5.6.4.XXII - ME V, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.164	0.160
M^* (t)	13.670	13.507
a_0^*	0.137	0.135
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.159	0.158
PGA, CLV	0.184	
TR, CLV	326	
VN, PGA	34	
IRS, PGA	0.871	
IRS, TR	0.686	

Macroelemento VI, cinematismo 12: ribaltamento facciata



fig. 5.6.4.XXII - macroelemento VI, cinematismo 12

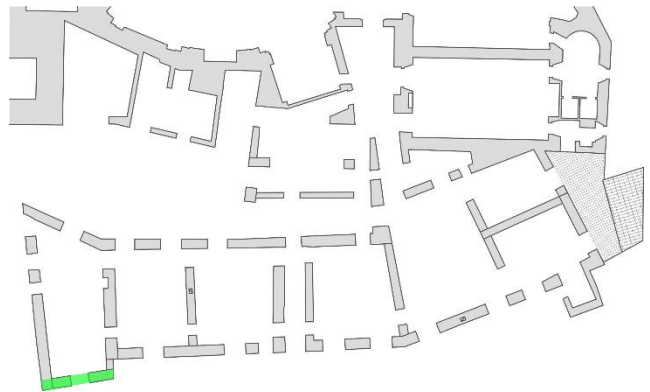


fig.5.6.4.XXIV - ME VI, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.098	0.101
M^* (t)	19.692	19.454
a_0^*	0.103	0.106
$a^*[\max(a_1^*;a_2^*)]$	0.106	0.106
PGA,CLV	0.181	
TR,CLV	320	
VN, PGA	34	
IRS,PGA	0.857	
IRS,TR	0.647	

Macroelemento VI, cinematismo 13: ribaltamento seconda elevazione

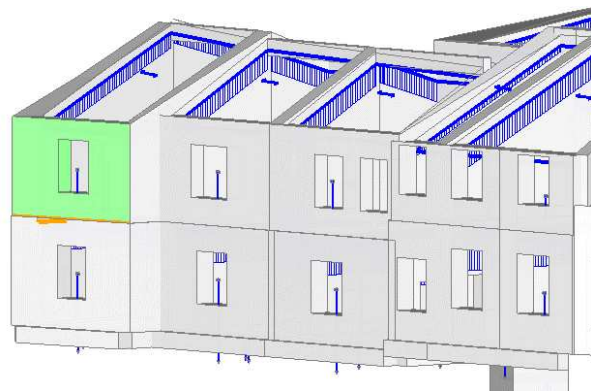


fig. 5.6.4XXV - macroelemento IV, cinematismo 13

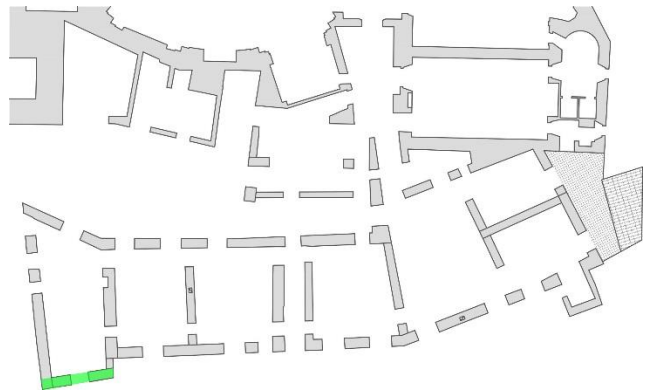


fig. 5.6.4.XXVI - ME IV, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.180	0.189
M^* (t)	10.850	10.813
a_0^*	0.152	0.160
$a^*[\max(a_1^*;a_2^*)]$	0.164	0.163
PGA,CLV	0.196	
TR,CLV	391	
VN, PGA	41	
IRS,PGA	0.928	
IRS,TR	0.823	

Macroelemento VII, cinematico 14: ribaltamento facciata

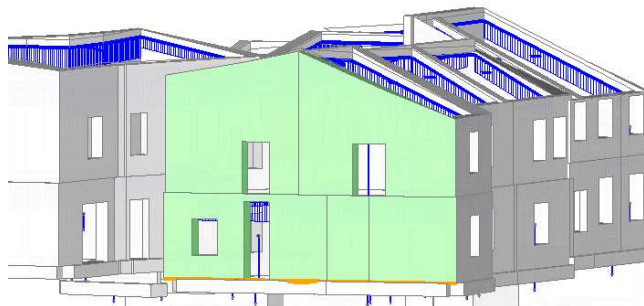


fig. 5.6.4.XXVII - macroelemento VII, cinematico 14

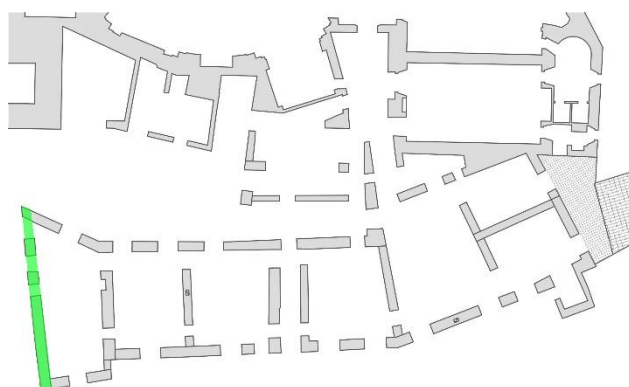


fig. 5.6.4.XXVIII - ME VII, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.089	0.084
M^* (t)	84.892	84.371
a_0^*	0.092	0.088
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.106	0.106
PGA, CLV	0.184	
TR, CLV	331	
VN, PGA	35	
IRS, PGA	0.871	
IRS, TR	0.697	

Macroelemento VII, cinematico 15: ribaltamento seconda elevazione



fig. 5.6.4.XIX - macroelemento VII, cinematico 15

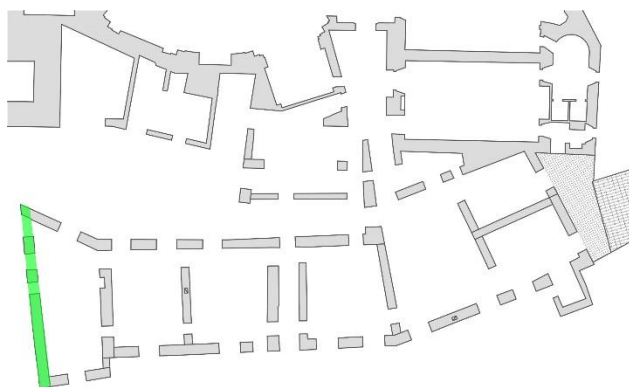


fig. 5.6.4.XXX - ME VII, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.130	0.132
M^* (t)	56.727	56.696
a_0^*	0.113	0.115
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.096	0.130
PGA, CLV	0.204	
TR, CLV	430	
VN, PGA	45	
IRS, PGA	0.966	
IRS, TR	0.905	

Macroelemento VIII, cinematismo 16: ribaltamento facciata

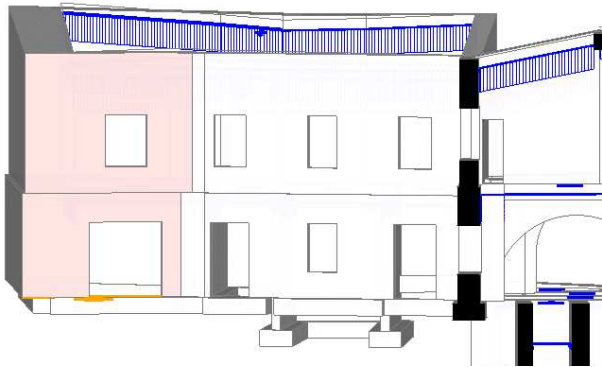


fig. 5.6.4.XXXI - macroelemento VIII, cinematismo 16

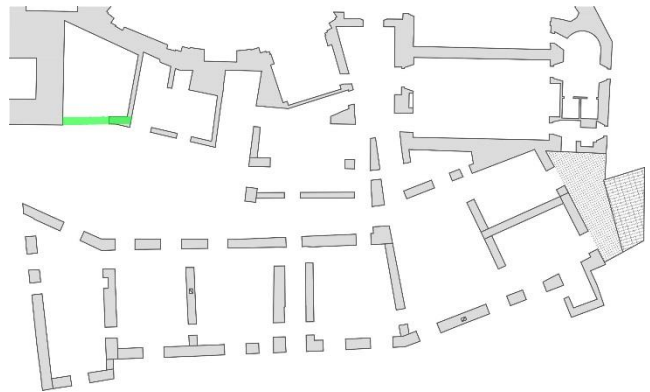


fig. 5.6.4.XXXII - ME VIII, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.056	0.061
M^* (t)	22.322	25.093
a_0^*	0.053	0.060
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.086	0.106
PGA, CLV	0.106	
TR, CLV	82	
VN, PGA	9	
IRS, PGA	0.502	
IRS, TR	0.173	

Macroelemento VIII, cinematismo 17: ribaltamento seconda elevazione



fig. 5.6.4.XXXIII - macroelemento VIII, cinematismo 17

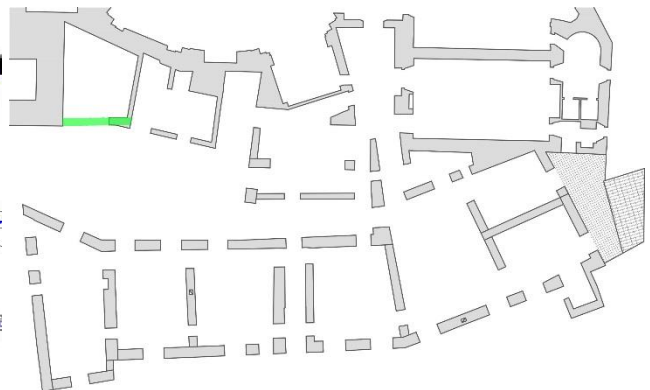


fig. 5.6.4.XXXIV - ME VIII, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.103	0.111
M^* (t)	19.672	19.091
a_0^*	0.092	0.102
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.109	0.133
PGA, CLV	0.148	
TR, CLV	184	
VN, PGA	19	
IRS, PGA	0.701	
IRS, TR	0.387	

Macroelemento IX, cinematismo 18: ribaltamento facciata



fig. 5.6.4.XXXV – macroelemento viii, cinematismo 18

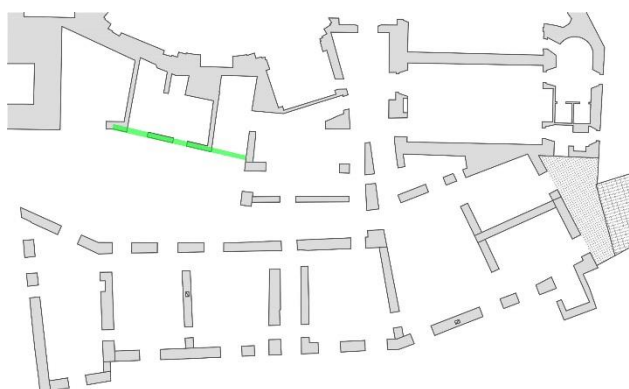


fig. 5.6.4.XXXVI -ME VIII, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.043	0.042
M^* (t)	34.618	34.110
a_0^*	0.042	0.041
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$.106	0.106
PGA,CLV	0.084	
TR,CLV	46	
VN, PGA	55	
IRS,PGA	0.398	
IRS,TR	0.097	

Macroelemento IX, cinematismo 19: ribaltamento seconda elevazione

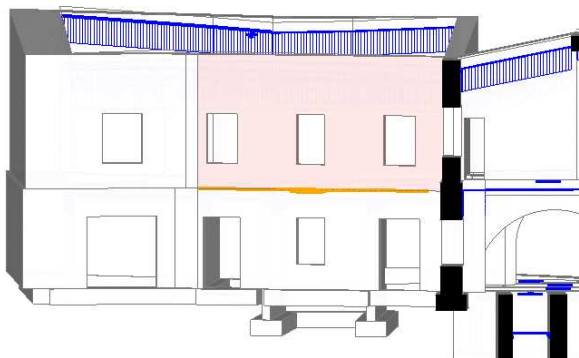


fig. 5.6.4.XXXVII macroelemento IX, cinematismo 19

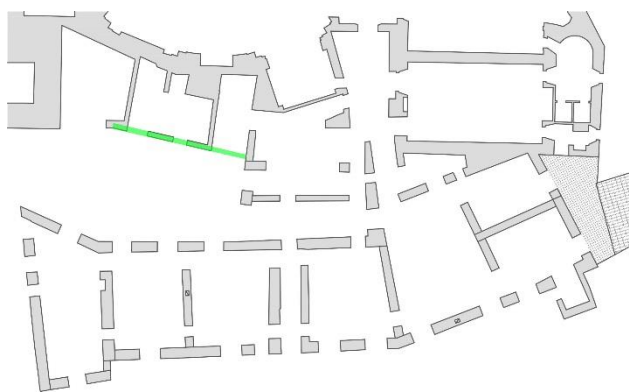


fig. 5.6.4.XXXVIII - ME VIX, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.075	0.075
M^* (t)	26.901	25.698
a_0^*	0.067	0.069
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.139	0.133
PGA,CLV	0.101	
TR,CLV	73	
VN, PGA	8	
IRS,PGA	0.478	
IRS,TR	0.154	

Macroelemento X, cinematico 20: ribaltamento facciata



fig. 5.6.4.XXXIX macroelemento X, cinematico 20

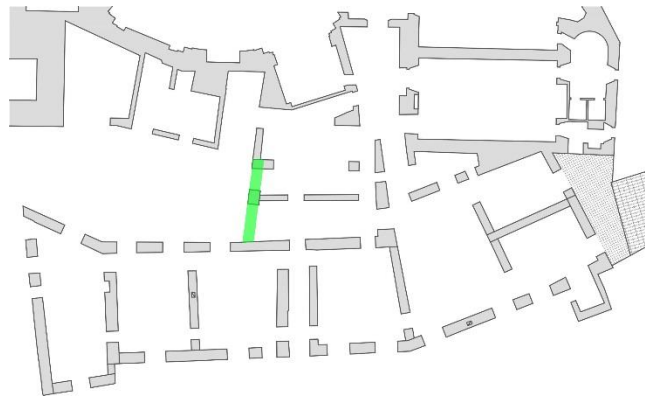


fig. 5.6.4.XL- macroelemento X, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.095	0.094
M^* (t)	33.476	34.093
a_0^*	0.095	0.092
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.106	0.106
PGA,CLV	0.190	
TR,CLV	360	
VN, PGA	38	
IRS,PGA	0.900	
IRS,TR	0.758	

Macroelemento X, cinematico 21: ribaltamento seconda elevazione

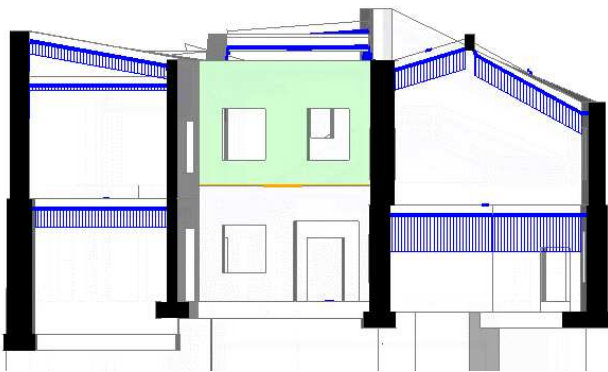


fig. 5.6.4.XLI - macroelemento X, cinematico 21

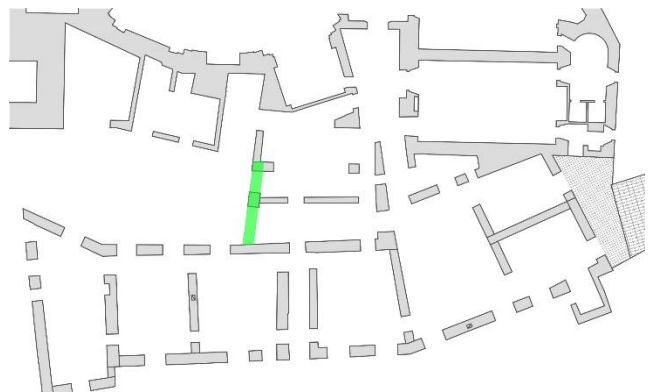


fig. 5.6.4.XLII - macroelemento X, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.143	0.144
M^* (t)	20.029	19.954
a_0^*	0.120	0.121
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.144	0.150
PGA,CLV	0.176	
TR,CLV	293	
VN, PGA	31	
IRS,PGA	0.833	
IRS,TR	0.617	

Macroelemento XI, cinematismo 22: ribaltamento facciata



fig. 5.6.4.XLIII - macroelemento XI, cinematismo XXII

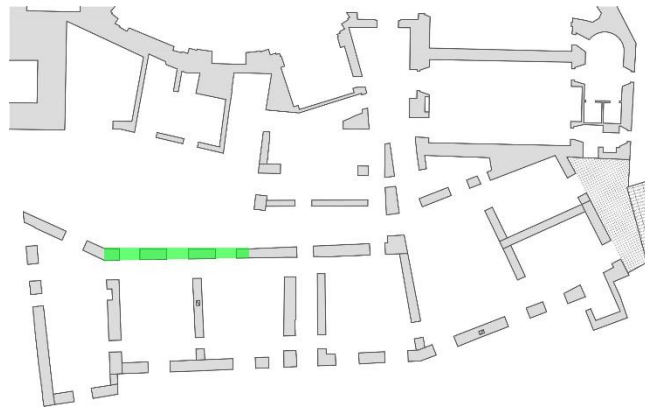


fig. 5.6.4.XLIV - I macroelemento XI, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.084	0.084
M^* (t)	63.609	69.923
a_0^*	0.085	0.085
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.106	0.106
PGA, CLV	0.170	
TR, CLV	267	
VN, PGA	28	
IRS, PGA	0.805	
IRS, TR	0.562	

Macroelemento XI, cinematismo 23: ribaltamento seconda elevazione



fig. 5.6.4.XLV macroelemento XI, cinematismo 23

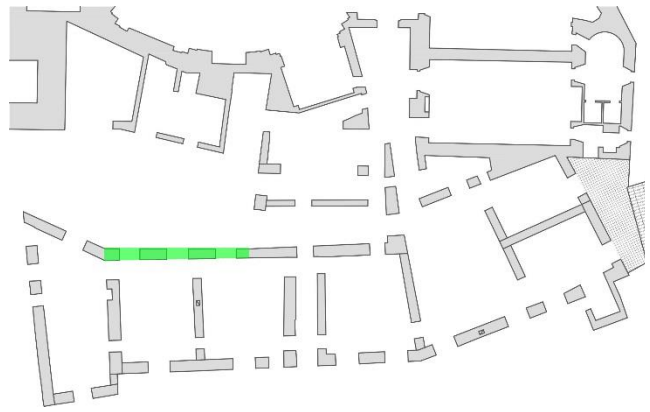


fig. 5.6.4.XLVI - macroelemento XI, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.157	0.157
M^* (t)	48.682	48.307
a_0^*	0.131	0.132
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.143	0.132
PGA, CLV	0.194	
TR, CLV	379	
VN, PGA	40	
IRS, PGA	0.919	
IRS, TR	0.798	

Macroelemento XII, cinematico 24: ribaltamento facciata

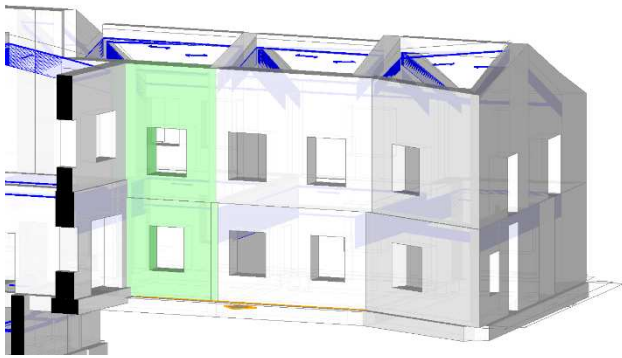


fig. 5.6.4.XLVII - macroelemento XII, cinematico 24

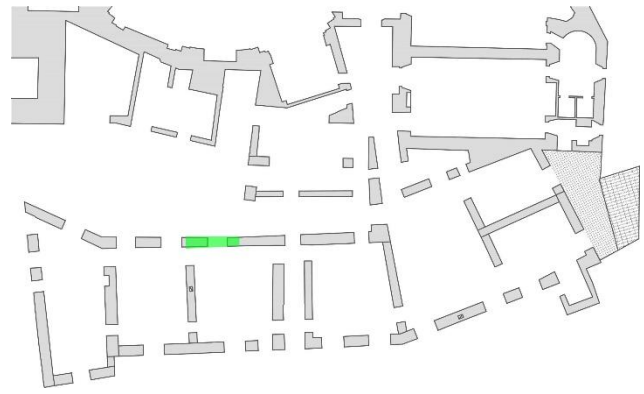


fig. 5.6.4.XLVIII - macroelemento XII, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.090	0.089
M^* (t)	26.832	26.606
a_0^*	0.091	0.090
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.106	0.106
PGA, CLV	0.181	
TR, CLV	320	
VN, PGA	34	
IRS, PGA	0.857	
IRS, TR	0.674	

Macroelemento XII, cinematico 25: ribaltamento seconda elevazione



fig. 5.6.4.XLIX - macroelemento I, cinematico 25

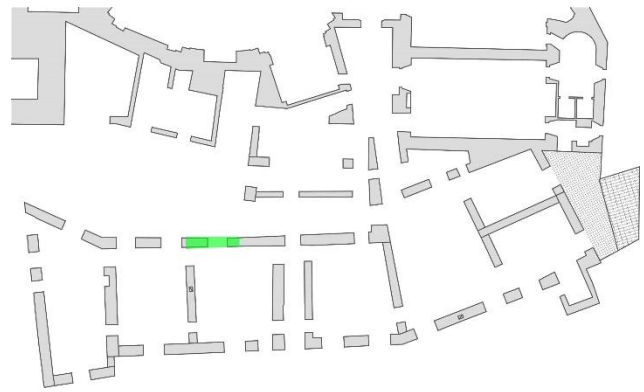


fig. 5.6.4.L - macroelemento I, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0,162	0,158
M^* (t)	20,600	20,281
a_0^*	0,135	0,132
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0,143	0,132
PGA, CLV	0,199	
TR, CLV	408	
VN, PGA	43	
IRS, PGA	0,942	
IRS, TR	0,859	

Macroelemento XIII, cinematico 26: ribaltamento facciata



fig. 5.6.4.LI - macroelemento XIII, cinematico 26

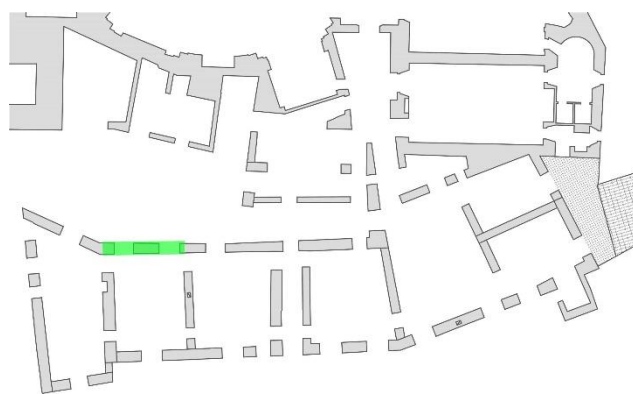


fig. 5.6.4.LII - macroelemento XIII, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.080	0.081
M^* (t)	36.778	36.409
a_0^*	0.081	0.081
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.106	0.106
PGA, CLV	0.161	
TR, CLV	234	
VN, PGA	25	
IRS, PGA	0.762	
IRS, TR	0.493	

Macroelemento XIII, cinematico 27: ribaltamento seconda elevazione



fig. 5.6.4.LIII - macroelemento XIII, cinematico 27

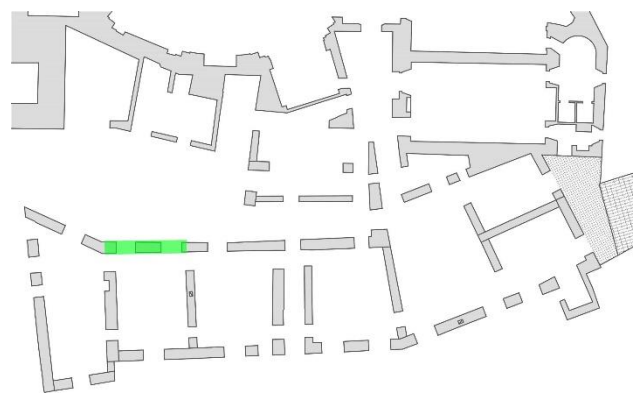


fig. 5.6.4.LIV - macroelemento XIII, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.153	0.156
M^* (t)	28.084	28.072
a_0^*	0.127	0.131
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.143	0.132
PGA, CLV	0.188	
TR, CLV	349	
VN, PGA	37	
IRS, PGA	0.890	
IRS, TR	0.723	

Macroelemento XIV, cinematico 28: ribaltamento facciata



fig. 5.6.4.LV -I macroelemento XIV, cinematico III

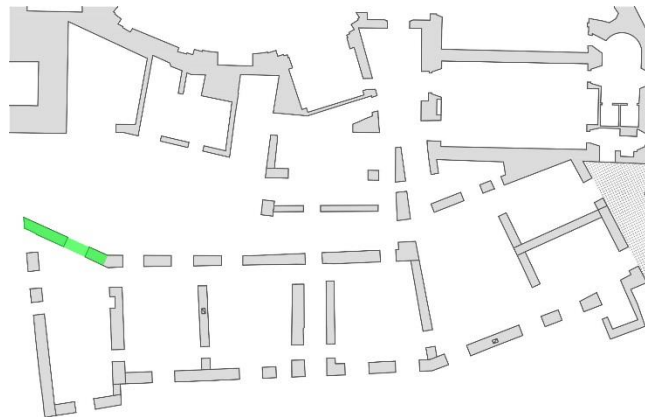


fig. 5.6.4.LVI - macroelemento XIV, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.087	0.083
M^* (t)	32.658	32.392
a_0^*	0.091	0.087
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.106	0.106
PGA, CLV	0.181	
TR, CLV	320	
VN, PGA	34	
IRS, PGA	0.857	
IRS, TR	0.674	

Macroelemento XIV, cinematico 29: ribaltamento seconda elevazione



fig. 5.6.4.LVII - macroelemento XIV, cinematico 29

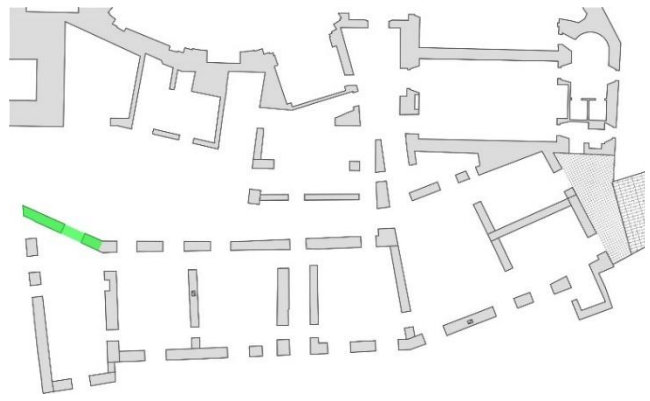


fig. 5.6.4.LVIII - macroelemento XIV, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.117	0.118
M^* (t)	21.685	22.870
a_0^*	0.100	0.099
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.132	0.132
PGA, CLV	0.106	
TR, CLV	229	
VN, PGA	24	
IRS, PGA	0.758	
IRS, TR	0.482	

Macroelemento XV, cinematico 30: ribaltamento facciata



fig. 5.6.4.LIX - macroelemento XV, cinematico 30

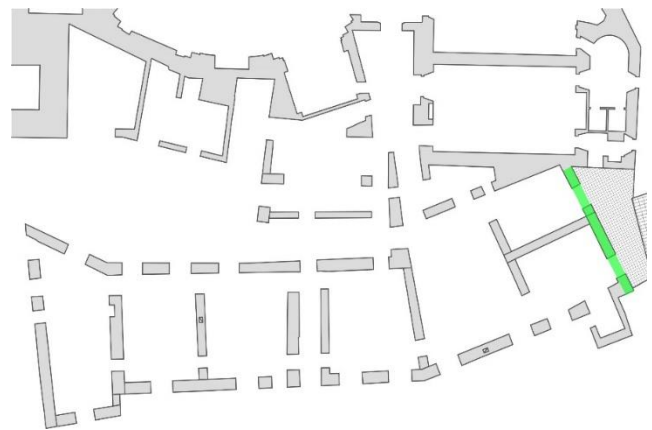


fig. 5.6.4.LXVI – macroelemento XV, individuazione planimetrica

	Risultati Software	Risultati foglio di calcolo
α_0	0.114	0.117
M^* (t)	41.100	38.122
a_0^*	0.103	0.120
$a^*[\max(a_1^*; a_2^*)]$	0.103	0.106
PGA, CLV	0.205	
TR, CLV	444	
VN, PGA	47	
IRS, PGA	0.971	
IRS, TR	.935	

Si riporta la tabella riassuntiva delle analisi relative ai meccanismi locali.

ME		Cinematismo	Risultati Software			Risultati foglio di calcolo
			α_0	$\xi_{SLV,PGA}$	$\xi_{SLV,TR}$	$\xi \alpha_0^*$
I	1	Ribaltamento facciata	0.170	1.590	5.210	1.940
I	2	Ribaltamento prima elevazione	0.076	0.748	0.463	0.736
I	3	Ribaltamento seconda elevazione	0.143	0.710	0.402	0.710
II	4	Ribaltamento facciata	0.119	1.165	1.549	1.142
II	5	Ribaltamento prima elevazione	0.329	1.439	3.467	1.476
III	6	Ribaltamento facciata	0.106	1.070	1.215	1.094
III	7	Ribaltamento prima elevazione	0.162	0.857	0.674	1.274
IV	8	Ribaltamento facciata	0.110	0.748	0.463	1.123
IV	9	Ribaltamento prima elevazione	0.160	0.857	0.661	0.854
V	10	Ribaltamento facciata	0.101	1.018	1.057	1.047
V	11	Ribaltamento prima elevazione	0.164	0.871	0.686	0.854
VI	12	Ribaltamento facciata	0.098	0.857	0.674	1.000
VI	13	Ribaltamento prima elevazione	0.180	0.928	0.823	0.982
VII	14	Ribaltamento facciata	0.089	0.871	0.697	0.830
VII	15	Ribaltamento prima elevazione	0.130	0.966	0.905	0.885
VIII	16	Ribaltamento facciata	0.054	0.502	0.173	0.566
VIII	17	Ribaltamento prima elevazione	0.103	0.701	0.387	0.767
IX	18	Ribaltamento facciata	0.042	0.398	0.097	0.387
IX	19	Ribaltamento prima elevazione	0.075	0.478	0.154	0.519
X	20	Ribaltamento facciata	0.095	0.900	0.758	0.868
X	21	Ribaltamento prima elevazione	0.143	0.667	0.362	0.807
XI	22	Ribaltamento facciata	0.084	0.805	0.562	0.802
XI	23	Ribaltamento prima elevazione	0.157	0.919	0.798	1.000
XII	24	Ribaltamento facciata	0.090	0.857	0.674	0.849
XII	25	Ribaltamento prima elevazione	0.162	0.942	0.859	1.000
XIII	26	Ribaltamento facciata	0.080	0.762	0.493	0.764
XIII	27	Ribaltamento prima elevazione	0.153	0.890	0.723	0.992
XIV	28	Ribaltamento facciata	0.087	0.857	0.674	0.821
XIV	29	Ribaltamento prima elevazione	0.117	0.758	0.482	0.750
XV	30	Ribaltamento facciata	0.114	0.971	0.935	1.132

La differenza tra gli indici di sicurezza elaborati dal software e quelli ottenuti dal foglio di calcolo è dovuta principalmente alla modalità di calcolo degli stessi; come già accennato precedentemente, il software non si limita a effettuare un rapporto tra l'azione sismica di attivazione e quella attesa al suolo, come invece viene fatto nel foglio di calcolo, ma segue un processo iterativo partendo dall'azione sismica di attivazione e definendo il tempo di ritorno corrispondente a tale azione, quindi confronta la vita nominale dell'edificio con quella a un tempo di ritorno pari a quello appena definito.

Va poi osservato che in presenza di carico dovuto all'appoggio di un solaio, questo viene considerato dal software come distribuito linearmente sulla faccia interna del pannello, mentre nella realtà l'appoggio del solaio avviene in una sezione più o meno interna allo spessore del pannello. Dal momento che la cerniera è del cinematismo è posta alla base della faccia esterna (arretrata o meno in caso di parzializzazione della sezione), la configurazione del software attribuisce al carico stabilizzante del solaio un braccio superiore a quello effettivo, per cui non risulta cautelativa. Nei calcoli si è proceduto adottando il medesimo schema del PCM in quanto l'obiettivo del confronto era la validazione dei risultati.

Cap 6

Conclusioni

L'obiettivo di questo lavoro di tesi, come premesso nell'introduzione, è stato l'analisi di un fabbricato con l'ausilio di un software di calcolo. La scelta del programma è ricaduta sul software AedesPCM che si avvale di una modellazione a telaio equivalente, la quale presenta notevoli vantaggi in termini di onerosità di calcolo, ma, nel caso specifico, anche delle limitazioni legate alla natura irregolare dello sviluppo planimetrico dell'edificio; si è cercato di compensare tali criticità adottando idonei accorgimenti in fase di modellazione, al fine di perseguire al meglio il concetto di una schematizzazione a telaio e ripristinare l'allineamento delle aste. La presenza di determinate irregolarità geometriche o particolari condizioni di allineamento tra elementi verticali e orizzontamenti che non siano trattabili diversamente in fase di modellazione, può portare a elaborazioni incoerenti da parte del software. Riportiamo l'esempio delle coperture, la cui conformazione dei piani di giacitura ha determinato, in fase di analisi statica, stati tensionali di trazione alla sommità delle aste dei pannelli murari; tale condizione risulta ovviamente irrealistica e per compensare la mancanza di idonee verifiche di questi elementi, si è proceduto con una verifica autonoma operata attraverso la creazione di un foglio di calcolo.

Per quanto appena detto, appare evidente che per interpretare correttamente i risultati e operare delle scelte idonee occorre raggiungere un adeguato livello di conoscenza del programma di calcolo; per raggiungere questo obiettivo è stato necessario indagare i procedimenti logici e validare i risultati attraverso verifiche parallele, così da riconoscere la presenza di criticità intrinseche e saper individuare le cause di eventuali incongruenze nei risultati.

Per quanto riguarda la rispondenza dei risultati alla reale risposta dell'edificio è di grande aiuto la presenza di un quadro fessurativo già evidente.

Va inoltre segnalato che le analisi hanno proceduto di pari passo alle prove sui materiali, di conseguenza sono stati assegnati valori differenti alle caratteristiche meccaniche della

muratura tra le prove statiche, condotte in una prima fase, e le prove statiche non lineari, condotte in un secondo momento.

Chiarite le modalità con cui si è proceduto nelle verifiche, passiamo ad indagare i risultati delle stesse.

L'analisi statica riguarda l'insieme strutturale nell'ambito dello stato limite ultimo. Per i valori delle caratteristiche meccaniche, si è adottata una resistenza media a compressione che è la media tra i valori emersi dalle prove a martinetto piatto e la media tabellare prevista in normativa; ne risulta un $f_m=2.2$ N/mm²; per il valore della resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali si è considerata la media tabellare dei dati forniti dalla norma, pari a $\tau_0 = 0.043$ N/mm². La muratura è stata considerata irregolare composta da conci squadrate, cosicché la lesione a taglio sarà riconosciuta come diagonale e nell'analisi verrà considerata la resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali τ_0 anziché f_{v0} .

Dai risultati delle prove statiche non sono emerse particolari criticità, gli elementi risultano soddisfare sia le verifiche a pressoflessione complanare, che quelle a taglio e a pressoflessione ortogonale. Si rileva la presenza di un unico elemento in crisi per pressoflessione complanare al piano interrato, livello al quale sono stati visionati elementi con fratture verticali che interessano sia i giunti che i blocchi, ovvero con lesioni compatibili alla criticità segnalata.

Per l'analisi statica non lineare (push-over), oltre ai valori emersi dalle prove condotte con martinetto piatto, sono risultati disponibili i valori derivati da prove a compressione su provini ricostruiti. Sono stati adottati quindi dei valori $f_m=3.25$ N/mm² e un modulo elastico E , determinato sperimentalmente, di 400 N/mm². Per le caratteristiche che non è stato possibile determinare attraverso le prove sperimentali sono state dedotte dai valori suggeriti in normativa: considerando un andamento lineare del rapporto $f-\tau_0$ si è dedotto che il valore della resistenza a taglio di 0.08 K/mm². Dato il carattere teorico dei valori delle caratteristiche non derivate sperimentalmente si è scelto di assumere un fattore di confidenza FC pari a 1.35.

Per la definizione delle curve di capacità si è considerata una distribuzione di forze unimodale e uniforme, ignorando il contributo della rigidità trasversale.

Ultima considerazione riguarda il punto di controllo, che è stato impostato nel baricentro del livello 3 (in quanto il baricentro del livello 4, cioè la copertura, non è rappresentativo del reale comportamento della struttura, poiché rappresenta un piano deformabile).

Dunque, si è richiesta l'elaborazione di 16 curve: nelle due direzioni principali considerando gli effetti dell'eccentricità accidentale tramite momento torcente aggiuntivo, senza combinare le due direzioni.

Delle tre sottostrutture individuare, dalla prova push-over, si è riscontrata una condizione di criticità solo per il terzo corpo, dove la formulazione della curva di capacità si è interrotta per il collasso sotto azioni complanari degli elementi in muratura della seconda elevazione; la situazione limite è caratterizzata dalla formazione di cerniere plastiche. Allo stato attuale tale porzione di fabbricato al piano primo presenta numerose lesioni con andamento verticale e lesioni orizzontali all'intersezione tra orizzontamenti e setti, sintomo di un distacco dei solai. Anche in questo caso il quadro fessurativo risulta coerente con i risultati dell'analisi.

Infine, dall'analisi cinematica è emerso che le maggiori vulnerabilità nei confronti dell'attivazione di un meccanismo di collasso locale si presentano sulla parete nord della corte interna, ossia il lato sud della sottostruttura 1. Questa condizione è riconducibile alla presenza di un doppio livello di impalcato in corrispondenza della copertura, dovuto al rifacimento del manto senza smantellamento del preesistente; ciò comporta la presenza di una massa inerziale tale da favorire il ribaltamento del pannello. Le lesioni presenti in questa porzione di fabbricato, con andamento verticale tra le aperture e in corrispondenza degli incroci murari, suggerisce un'effettiva predisposizione al ribaltamento.

Per quanto detto finora i risultati delle verifiche risultano coerenti con il quadro fessurativo riscontrato e perciò l'analisi può risultare attendibile. Va però segnalato che il livello di accuratezza raggiunto nella modellazione è frutto di una serie di iterazioni nelle quali si è studiata la variazione del comportamento del fabbricato in relazione alla variazione dei parametri della muratura; ne è emerso che la precisione dell'analisi è strettamente legata ad un'accurata conoscenza delle proprietà dei materiali. Inoltre, nel constatare l'idoneità del modello non si è potuto prescindere dal confronto con il quadro fessurativo esistente. Tale lavoro è risultato fondamentale per la conoscenza del programma e per un suo impiego appropriato su edifici non ancora danneggiati da eventi sismici, con lo sguardo rivolto alla prevenzione piuttosto che al recupero.

Bibliografia

Manuale d'uso "Aedes.PCM 2017 - Progettazione di costruzioni in muratura". AEDES Software per ingegneria civile, 2017

Capozucca R. "*Teoria e Tecnica delle Strutture in Muratura*". Pitagora Editrice, 2014

DM 17 gennaio 2018 "*Nuove Norme tecniche per le Costruzioni*" e successiva circolare esplicativa LL.PP. n.7 del 2019

CNR-DT 212/2013, CNR - Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni

L. Boscotrecase, F. Piccarretta, "*Edifici in Muratura in Zona Sismica*", Dario Flaccovio Editore, 201

Michael Beer Ioannis A. Kougoumtzoglou, Edoardo Patelli, Ivan Siu-Kui Au, "Encyclopedia of Earthquake Engineering", Living Edition 2014

Masonry behaviour and modelling, Maurizio Angelillo (Department of Civil Eng., University of Salerno, Italy), Paulo B. Lourenço (Department of Civil Eng., University of Minho, Portugal), Gabriele Milani (Department of Struct. Eng. Geotech., Politecnico di Milano, Italy)

G. Menditto, *Fessurazioni nelle strutture. Rilievo, lettura e diagnosi: una visione degli eventi degradanti alla luce delle nuove NTC*, Flaccovio Dario Editori, 2010

G. Iraci Sareri, Tesi di Laurea in "Ingegneria Edile-Architettura", *Modelli numerici per l'analisi sismica di edifici in muratura colpiti dal sisma centro Italia 2016: confronto tra metodi ad elementi finiti e a telaio equivalente*, Università degli studi di Padova

A. Ercole, Tesi di Laurea in "Ingegneria Civile", *Modellazione strutturale delle cupole in muratura, il caso della Chiesa della SS. Trinità di Torino*, Politecnico di Torino

R. Sabatino, Tesi di dottorato in Ingegneria delle Strutture e del Recupero Edilizio ed Urbano, dipartimento di ingegneria civile "*Analisi non lineare di pareti murarie sotto azioni orizzontali: modellazione a telaio equivalente*" Università degli studi di Salerno

G. Rizzano, R. Sabatino, G. Torello, *Un nuovo modello a telaio equivalente per l'analisi statica non lineare di pareti in muratura*, DICIV, Università degli Studi di Salerno

INTRODUZIONE ALL'ANALISI NON LINEARE DELLE STRUTTURE – M. Bozza Copyright © ADEPRON Tutti i Diritti Riservati - www.adepron.it

M.L. Beconcini, *Dispensa di costruzioni in zona sismica*, Università di Pisa

Elenco dei siti consultati

Portale ISTAT <https://www.istat.it/it>, <http://dawinci.istat.it>

Archivio della Gazzetta Ufficiale <https://www.gazzettaufficiale.it/home>

Archivio di stato di Roma - <https://www.archiviodistatoroma.beniculturali.it/>

INGV, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - <https://ingvterremoti.com>

Portale Protezione Civile – <https://rischi.protezionecivile.it/it/sismico>

Unicusano - <https://www.unicusano.it/blog/didattica/master/valutazione-del-rischio-sismico-cose-cosa-serve/>