

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

DICAM

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

in

STRUCTURAL STRENGTHENING & REHABILITATION

**Analisi comparativa di procedimenti di calcolo
per l'analisi sismica di edifici di muratura**

CANDIDATO:
Mario Bicci

RELATORE:
Prof. Andrea Benedetti

CORRELATORE:
Dott. Ing. Riccardo Di Nisio

Anno Accademico 2013/2014

Sessione I

*Alla mia famiglia
per il sostegno*

*Alla mia ragazza
per tutta la fiducia e l'affetto*

Indice

1. Introduzione	- 1 -
2. Costruzioni in muratura	- 7 -
2.1. Murature di mattoni	- 7 -
2.2. Malte	- 9 -
2.3. Elementi resistenti	- 9 -
2.4. Caratteristiche meccaniche delle murature	- 11 -
2.5. Nuove tecnologie	- 13 -
2.6. Comportamento strutturale	- 14 -
3. Edificio oggetto di studio	- 17 -
3.1. Descrizione dell'edificio	- 17 -
3.2. Elaborati grafici	- 21 -
4. Aspetti normativi	- 27 -
4.1. Cenni storici	- 27 -
4.2. Normativa attuale	- 28 -
5. Prove sperimentali	- 33 -
5.1. Campagna d'indagine	- 36 -
5.1.1. Prove di caratterizzazione della malta	- 40 -
5.1.2. Prove di caratterizzazione del laterizio	- 42 -
5.2. Definizione dei parametri della muratura	- 45 -
5.3. Interpretazione dei risultati	- 51 -
5.3.1. <i>Prove di caratterizzazione del laterizio</i>	- 51 -
5.3.2. <i>Caratterizzazione della resistenza del mattone</i>	- 54 -
5.4. Proprietà medie sperimentali della muratura	- 58 -
5.5. Riepilogo delle interpretazioni	- 61 -
6. Analisi dello stato di fatto	- 63 -
6.1. Proprietà dei materiali	- 64 -
6.1.1. <i>Caratterizzazione della muratura</i>	- 64 -
6.1.2. <i>Caratterizzazione del legno</i>	- 65 -
6.2. Analisi dei carichi	- 66 -
6.2.1. <i>Analisi dei carichi primo impalcato</i>	- 69 -

6.2.2.	<i>Analisi dei carichi impalcato del sottotetto</i>	- 78 -
6.2.3.	<i>Analisi dei carichi copertura</i>	- 81 -
6.3.	Azioni sulla struttura	- 83 -
6.3.1.	<i>Azione della neve</i>	- 83 -
6.3.2.	<i>Azione sismica</i>	- 84 -
6.3.3.	<i>Combinazione delle azioni</i>	- 87 -
6.4.	Modello strutturale	- 88 -
6.4.1.	<i>Descrizione della modellazione</i>	- 88 -
6.5.	Analisi modale	- 95 -
7.	Analisi statiche stato di fatto	- 97 -
7.1.	Verifica dei maschi murari.....	- 97 -
7.2.	Verifiche locali: solai	- 107 -
7.2.1.	<i>Criteri di resistenza elementi in legno</i>	- 107 -
7.2.2.	Verifica dei solai	- 109 -
8.	Analisi sismiche stato di fatto	- 113 -
8.1.	Analisi globale della struttura: analisi pushover.....	- 113 -
8.2.	Criteri di resistenza degli elementi murari (maschi).....	- 117 -
8.3.	Criteri di resistenza delle travi in muratura (fasce di piano)	- 120 -
9.	Verifiche sismiche stato di fatto	- 123 -
9.1.	Verifiche di sicurezza allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.....	- 125 -
9.2.	Verifiche di sicurezza allo Stato Limite di Danno.....	- 125 -
10.	Riepilogo verifiche e definizione del livello di protezione	- 133 -
11.	Definizione del livello operativo	- 135 -
11.1.	Definizione della soglia di danno.....	- 135 -
11.2.	Definizione delle carenze.....	- 141 -
11.3.	Definizione della vulnerabilità e del livello operativo allo stato di fatto	- 143 -
12.	Progetto di adeguamento sismico	- 145 -
12.1.	Proprietà dei materiali.....	- 151 -
12.1.1.	<i>Muratura</i>	- 152 -
12.1.2.	<i>Legno</i>	- 155 -
12.1.3.	<i>Legno lamellare</i>	- 156 -
12.1.4.	<i>Cemento armato</i>	- 158 -

12.1.5. Connettori metallici	- 158 -
12.2. Analisi dei carichi di progetto	- 160 -
12.2.1. Primo impalcato corpo centrale.....	- 160 -
12.2.2. Primo impalcato corpo centrale.....	- 163 -
12.2.3. Impalcato del sottotetto (corpo centrale).....	- 168 -
12.2.4. Copertura (corpo centrale).....	- 170 -
12.2.5. Copertura (corpo laterale).....	- 172 -
12.3. Descrizione della modellazione.....	- 173 -
12.4. Analisi modale stato di progetto	- 178 -
13. Analisi statiche di progetto	- 183 -
13.1. Verifica maschi murari	- 183 -
13.1.1. Verifica maschi corpo centrale.....	- 197 -
13.1.2. Verifica maschi corpo laterale.....	- 200 -
13.2. Verifica solai	- 206 -
13.2.1. Criteri di verifica trave composita: metodo di Möhler.....	- 207 -
13.2.2. Criteri di resistenza elementi in legno	- 211 -
13.2.3. Criteri di resistenza elementi in c.a.	- 213 -
13.2.4. Criteri di resistenza dei connettori.....	- 216 -
13.2.5. Verifica solai corpo centrale.....	- 219 -
13.2.6. Verifica copertura centrale.....	- 230 -
13.2.7. Verifica solai corpo laterale.....	- 232 -
13.2.8. Verifica copertura laterale.....	- 242 -
14. Analisi sismiche di progetto	- 245 -
14.1. Verifiche sismiche corpo centrale	- 248 -
14.2. Verifiche sismiche corpo laterale	- 253 -
15. Conclusioni	- 259 -
Allegato	- 263 -
16. Bibliografia.....	- 303 -
17. Linkografia	- 304 -
18. Ringraziamenti	- 305 -

1. Introduzione

La presente tesi di Laurea Magistrale propone un'analisi comparativa di procedimenti di calcolo per l'analisi sismica di edifici di muratura applica ad un edificio esistente.

L'edificio oggetto di studio è una costruzione destinata a civile abitazione realizzata in muratura portante (fig.1, fig.2, fig.3), sito nel comune di Cento località Corporeno, in provincia di Ferrara (fig 4) . L'edificio è stato ampliato mediante progressive costruzioni di locali adiacenti.

La prima porzione ad essere stata realizzata è il corpo centrale perfettamente simmetrico in pianta e altezza, successivamente ed in diverse fasi è stato realizzato il corpo laterale anche questo può essere considerato regolare in pianta e altezza.

Il corpo centrale (evidenziato nella fig. 4 con tratteggio rosso) sorge a nord-ovest del complesso, ha pianta quadrata e si sviluppa su 3 livelli. L'edificio è composto da piano terra, piano primo e sottotetto accessibile (di altezza superiore a 4.00 m nella parte centrale).Strutturalmente è costituita da muratura portante, 2 impalcati e copertura in legno; regolare in pianta e in altezza.

Il corpo laterale (evidenziato nella fig.4 con tratteggio giallo) sorge a sud-est del complesso, ha pianta rettangolare e si sviluppa su 2 livelli. La struttura è in muratura portante, impalcato intermedio e coperture in legno. regolare in pianta e in altezza.

I locali sono identificati al catasto al Foglio 36, Mappale 76-77-141-349.

L'edificio in seguito agli eventi sismici registrati nella zona nel maggio 2012, ha subito danni evidenti alla struttura portante, ed è stato dichiarato inagibile (nei sub. 77-141-349) con ordinanza sindacale n. 283 del 21/06/2012.

La messa in sicurezza dell'edificio ha inizio mediante una accurata analisi dello stato di fatto, in particolare il quadro fessurativo e i meccanismi di danno che si sono generati durante gli eventi sismici che hanno interessato la struttura.

L'analisi dello stato di fatto è stata effettuata mediante una campagna fotografica, per individuare le porzioni più danneggiate, mentre per la determinazione delle caratteristiche meccaniche si è condotta una accurata indagine sperimentale.

Successivamente si è sviluppato un modello mediante il programma di calcolo 3MURI, il quale adotta il metodo FME (Frame by Macro Elements).

Il modello dello stato di fatto sviluppato con il programma di calcolo ha confermato le criticità osservate in sito. Dall'analisi dei risultati del modello matematico si è potuto

individuare le problematiche strutturali e di conseguenza sono stati individuati i vari interventi da effettuare per la messa in sicurezza della struttura.

Tali interventi possono essere distinti in interventi tradizionali e interventi che prevedono l'impiego di tecnologie e materiali innovativi.

Una seconda classificazione riguarda gli interventi di tipo locale e quelli a carattere globale.

L'intervento di carattere globale principale adottato nel presente lavoro è rappresentato dalla realizzazione di un giunto sismico tra il corpo centrale e quello laterale.

Il principale motivo di tale intervento è legato al ruolo fondamentale svolto dalla geometria nel comportamento sismico delle strutture.

Nel complesso l'edificio (corpo centrale e laterale) non presenta nessuna regolarità né in pianta né in altezza (fig.1, fig. 2), immediato effetto di questa irregolarità è quello di avere baricentro delle masse e delle rigidezze non coincidente.

Ciò comporta la nascita di effetti torcenti nella struttura quando la stessa è interessata da un evento sismico, con conseguenza di una ripartizione delle forze su i vari elementi resistenti fortemente non omogenea.

Con l'inserimento del giunto e rendendo i due elementi indipendenti, risultano regolari in pianta e altezza con un miglior comportamento in caso di sisma.

Interventi di carattere globale proposti, riguardano la realizzazione di solai in legno con soletta, realizzazione di cordoli perimetrali in cemento armato e falde realizzate con doppio tavolato incrociato.

I suddetti interventi hanno lo scopo comune di realizzare un irrigidimento degli orizzontamenti nel loro piano.

Per quanto riguarda gli interventi a carattere locale si è optato per l'impiego di materiali compositi fibrorinforzati i quali vanno ad assorbire stati tensionali dovuti ad azioni sismiche o a strutture spingenti come le volte presenti nel porticato (fig.6) dell'edificio laterale.

Il presente lavoro di tesi di Laurea costituisce un esempio pratico di progettazione strutturale e consolidazione per una costruzione in muratura esistente mediante tecnologie, metodologie e materiali innovativi, tali da raggiungere le prestazioni strutturali richieste a fronte di un intervento economicamente vantaggioso.

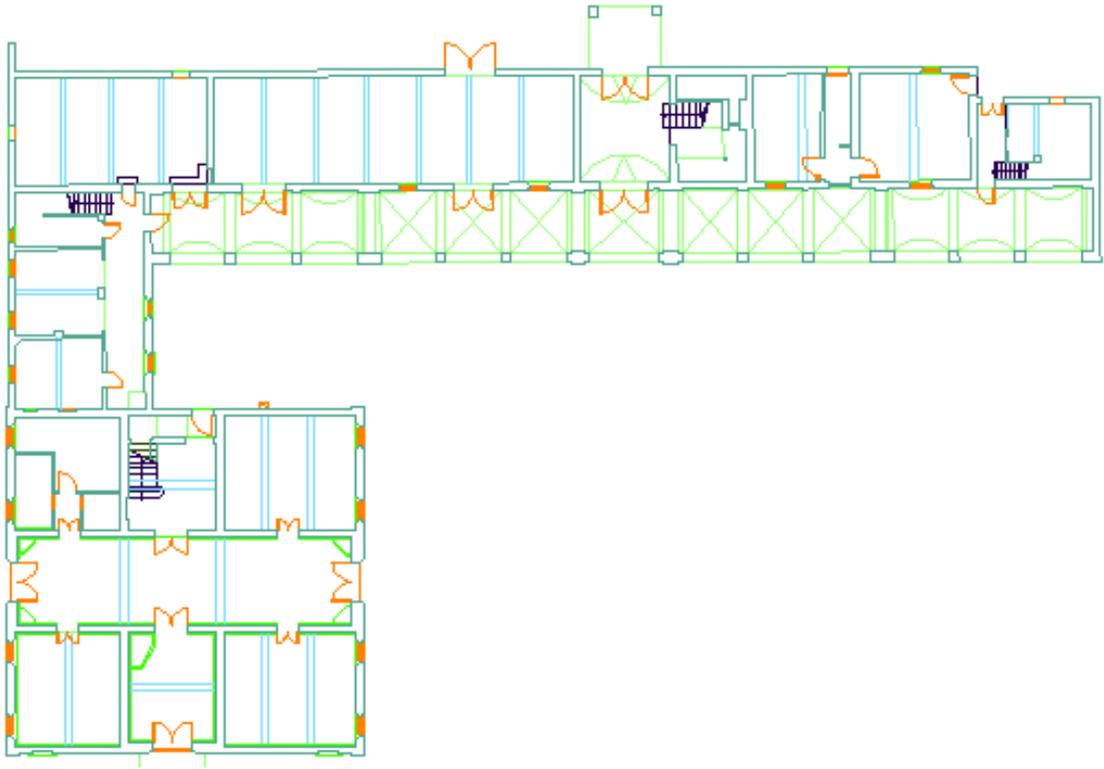


Figura 1: Pianta tipologica piano terra



Figura 2: Pianta tipologica primo piano

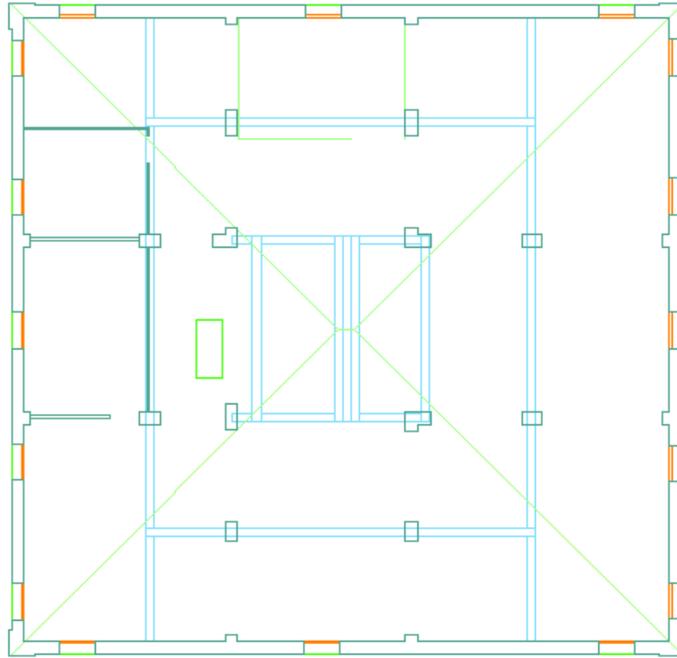


Figura 3: Piante tipologiche sottotetto



Figura 4: Vista aerea dell'edificio



Figura 5: Vista corpo centrale



Figura 6: Vista corpo laterale



Figura 7: Vista corpo di collegamento

2. Costruzioni in muratura

La muratura è un materiale composito, realizzata da un insieme di blocchi interconnessi tra loro. La natura dei blocchi e delle connessioni possono variare per forma e geometria e per tipo di materiale di cui sono costituiti.

Dall'analisi delle tipologie costruttive si possono individuare una molteplicità di sistemi costruttivi definiti come muratura. Le tecniche più diffuse di sistemi costruttivi in muratura impiegati possono essere riassunte in : muratura di pietrame a secco, muratura in blocchi di tufo, murature miste pietrame laterizio, muratura in mattoni, murature in mattoni armate.

In generale, per tutte le varie tecnologie costruttive in muratura, il comportamento della muratura non può essere come un materiale ideale, omogeneo ed isotropo.

Nel presente capitolo si concentra l'attenzione sulla muratura e sul suo comportamento laterizio-malta.

2.1. Murature di mattoni

Il largo impiego delle murature in mattoni pieni è legata alle ottime caratteristiche che tale materiale presenta. Tra queste di notevole rilevanza sono: buona resistenza a compressione, ottima coibentazione termica e acustica, facilità di messa in opera, costi contenuti. Per le murature a faccia vista oltre alle caratteristiche sopra esposte, occorre che abbia una buona resistenza agli agenti atmosferici.

Le fasi della posa in opera della muratura prevedono una immersione in acqua del laterizio, successivamente si procede con la sistemazione dei mattoni in starti orizzontali intervallati da uno strato di malta. Occorre immergere i laterizi in acqua, poiché questi presentano un basso contenuto di acqua, altrimenti assorbirebbero l'acqua presente malta impoverendo quest'ultima dell'acqua necessaria ad una corretta sviluppo della fase di presa e successivo indurimento. La riduzione della percentuale di acqua all'interno della malta, comporterebbe murature con scarse caratteristiche meccaniche.

Nelle fasi esecutive della costruzione della muratura occorre che il giunto di malta non sia realizzato con spessori troppo grandi, generalmente si realizzano spessori inferiori al centimetro

Concetto fondamentale per non avere dei piani deboli nello sviluppo della muratura è quello di sfalsare i giunti di malta tra un filare e quello successivo.

Occorre che lo sfalsamento dei giunti di malta avvenga anche nei punti di intersezione tra muri ortogonali. Queste regole di costruzione sono quelle da adottare nella realizzazione di qualsiasi costruzione in muratura, in quanto sono proprio questi piccoli dettagli costruttivi a garantire il comportamento scatolare.

Lo spessore delle murature in mattoni è sempre multiplo della sua larghezza, detta testa. Per la vigente normativa la muratura può essere considerata come portante se il suo spessore è superiore o uguale a due teste.

I muri portanti maggiormente impiegati sono quelli a due teste, in queste murature il mattone può essere disposto secondo vari schemi come riportato in (fig. 8).

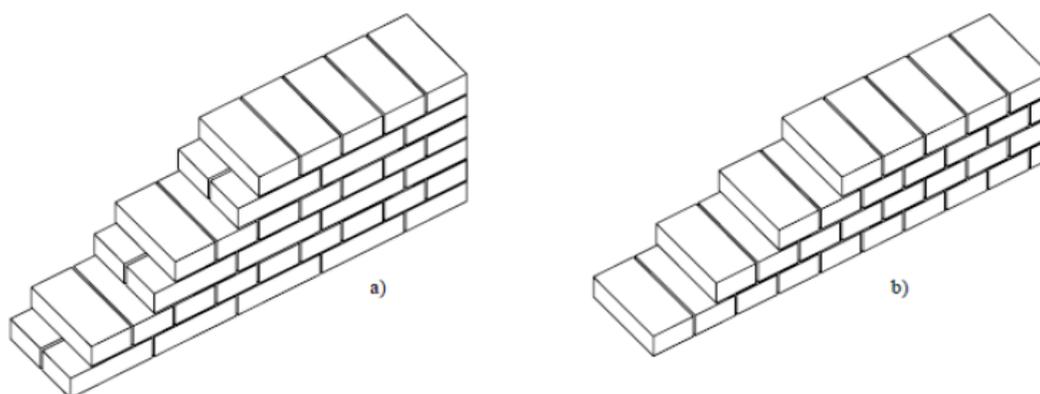


Figura 8: Muratura a due teste: a) disposizione a blocco; b) disposizione di testa

Nel caso in cui venga impiegata la muratura per realizzare pilastri, occorre che l'altezza del pilastro non deve superare 15 volte il lato minore della sezione del pilastro.

Tale limitazione è legata all'insorgere di instabilità per carico di punta, poiché i pilastri sono soggetti a carichi assiali elevati.

2.2. Malte

La malta è l'elemento di unione tra i singoli elementi i quali hanno il compito di regolarizzare la superficie di appoggio tra un filare e quello immediatamente adiacente.

Sono ottenuti dall'unione di tre elementi: legante, sabbia e acqua.

I leganti mediante reazioni chimico-fisiche fanno sì che le varie particelle solide vengano ad essere collegate tra loro in una unica massa solida.

La natura dei leganti può essere varia, quelle più impiegate risultano essere: calce aeree, calce idraulica, cemento e gesso.

La sabbia introdotta all'interno dell'impasto ha il semplice scopo di diminuire la quantità di legante con il corrispondente guadagno economico e va a realizzare la struttura della malta.

Il contenuto di acqua influisce sulle fasi di presa e indurimento con la relativa influenza sul valore finale delle caratteristiche meccaniche.

Nella normativa vigente sono riportate le caratteristiche dell'acqua che può essere impiegata nell'impasto.

Sempre nella normativa viene riportata una classificazione delle malte in funzione delle caratteristiche meccaniche, in particolare, in funzione della resistenza media a compressione. Tale classificazione va da malte tipo M2,5 a Md, dove il numero che segue la lettera rappresenta la resistenza a compressione a 28 giorni espressa in MPa. L'ultima classe indica tutte le malte la cui resistenza è superiore a 25 MPa, per queste categorie la resistenza deve essere dichiarata dal produttore della malta.

2.3. Elementi resistenti

Gli elementi resistenti costituenti la muratura possono essere artificiali o naturali.

Le pietre devono essere ricavate per taglio della roccia, oltre che risultare non friabili o sfaldabili e resistenti al gelo, devono possedere anche una buona adesività con la malta.

Le murature realizzate con elementi resistenti naturali possono essere così suddivise:

- *Muratura in pietra non squadrata*: risulta essere costituita da pietrame di cava lavorato grossolanamente, viene posto in opera secondo strati pressoché regolari

- *Muratura listata*: realizzata come la muratura in pietra non squadrata, ma vengono inserite fasce di conglomerato o da ricorsi orizzontali realizzati in mattoni pieni, questi ricorsi sono posti a distanze non superiori a 1,5 m e sono estese per tutta la lunghezza del muro e interessano l'intero spessore
- *Muratura in pietra squadrata*: tale muratura è realizzata impiegando pietre aventi una geometria molto più regolare di forma parallelepipeda, così da realizzare strati regolari

Nel caso vengono impiegati elementi naturali, occorre tener conto che tali elementi risentono fortemente della variabilità delle caratteristiche fisico-meccaniche. Questo comporta una serie di prove sperimentali molto più dettagliata per la valutazione delle resistenze, con il conseguente aumento del costo

Viceversa gli elementi artificiali sono prodotti secondo processi industriali i quali garantiscono una certa costanza delle caratteristiche del laterizio.

Ulteriore differenza tra i due tipi di elementi resistenti sta nella posa in opera la quale nel caso degli elementi naturali è caratterizzata da un certo grado di irregolarità.

Gli elementi artificiali sono realizzati mediante due materiali principali: laterizio ottenuto dalla cottura di argille, calcestruzzo. In entrambi i casi possono essere realizzati in forma normale o alleggeriti.

I laterizi vengono classificati in funzione del proprio volume, si definiscono mattoni gli elementi avente un volume inferiore a 5500 cm^3 mentre i blocchi quelli con volume superiore.

Una seconda classificazione riguarda la percentuale dei fori φ , definita come il rapporto tra l'area totale dei fori passanti o profondi e la superficie totale dell'elemento (tabella 4.5.Ia DM 14/01/2008).

In base a tale classificazione si ha:

- elementi pieni $\varphi \leq 15\%$
- elementi semipieni $15\% \leq \varphi \leq 45\%$
- elementi forati $45\% \leq \varphi \leq 55\%$

Le dimensioni degli elementi varia in funzione del tipo di elemento considerato, ma questa a sua volta varia in funzione della regione in cui è stato prodotta.

In aggiunta a queste non uniformità dei laterizi, bisogna ricordare che in molte strutture esistenti realizzate nei decenni passati è possibile imbattersi in murature i cui elementi sono stati realizzati direttamente in cantiere. Come è facile intuire elementi del genere presentano delle forti diversità rendendo i laterizi impossibili da catalogare.

2.4. *Caratteristiche meccaniche delle murature*

Data la caratteristiche dei materiali costituenti la muratura e la loro combinazione, si può subito dedurre come una muratura rappresenta un materiale disomogeneo, anisotropo ed rappresenta un materiale composito .

Il comportamento della muratura risulta essere molto complesso, soprattutto nel caso di muratura con pietre naturali non squadrate dove la differente geometria e disposizione non regolare rende molto difficile individuare il comportamento della muratura. Lo stesso problema sorge nel caso di muratura in laterizio, ma in questo caso la regolarità della geometria permette di studiare l'interazione malta-mattone.

La rottura della muratura sollecitata da carichi di compressione è legata all'interazione tra malta e mattone (o pietra) la quale è governata dalle diverse deformabilità dei due materiali.

Un approccio per lo studio del comportamento malta-mattone è quello che prevede un comportamento elastico dei due componenti della muratura, tale interpretazione fu introdotta da Hilsdorf (1969). In questa teoria la rottura della muratura per effetto di carichi di compressione è dovuta alla maggiore deformabilità della malta, la quale per l'effetto di Poisson tende a deformarsi in direzione ortogonale al carico.

Per effetto di tale dilatazione si genera uno stato di compressione triassiale nei giunti di malta e per effetto di azione-reazione uno stato di trazione nei blocchi sempre in direzione ortogonale al carico.

Infatti se si considera una muratura sollecitata da una compressione normale ai letti di malta, per l'effetto di Poisson malta e mattoni tendono a dilatarsi. Tuttavia, indicando ν_m e ν_b rispettivamente in coefficiente di Poisson per la malta e del mattone, risulta che $\nu_m > \nu_b$, ciò comporta la nascita di tensioni tangenziali lungo la superficie di interfaccia. Sono proprio queste tensioni tangenziali che generano un stato di compressione nella malta e trazione nel blocco la quale provoca la rottura dell'elemento murario.

Altri studi sviluppati negli anni successivi prevedevano di omogeneizzare la muratura e studiare una porzione di muratura costituita da un mattone e il giunto di malta intorno ad esso. In questo caso lo sforzo di trazione incognito viene determinato mediante equazioni di equilibrio nelle superfici di interfaccia tra i due materia.

I risultati delle diverse teorie sono stati confrontati con i le prove sperimentali, tale confronto ha messo in evidenza come nessuna delle teorie riesce a predire i risultati sperimentali.

Per tale motivo la resistenza meccanica della muratura viene definita in modo empirico.

Le grandezze che caratterizzano la muratura sono la resistenza caratteristica a compressione (f_k) e la resistenza caratteristica a taglio (f_{vk}).

Per la valutazione della resistenza a compressione occorre tener in conto il contributo dato dalla malta e quello dato dall'elemento, per late motivo la normativa fornisce la resistenza della muratura mediante una tabella la quale è funzione delle resistenze dei due componenti della muratura .

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm ²	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	--

Tabella 1: Resistenza della muratura(tabella 11.10.V DM 14/01/2008)

In modo del tutto analogo per la determinazione della resistenza a taglio si ricorre alla seguente tabella fornita dalla normativa

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Classe di malta	f_{vk0} (N/mm ²)
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,20
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrate.	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,15
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10

Tabella 2: Resistenza della muratura(tabella 11.10.VII DM 14/01/2008)

La resistenza a taglio (f_{vk0}) così definita fa riferimento alla resistenza in assenza di carichi normali sulla muratura (assenza di tensioni normali).

Nel caso in cui sono presenti delle azioni di compressioni, la resistenza a taglio deve tener conto dell'effetto combinato tra forze verticali ed orizzontali, dunque la resistenza a taglio è data da:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_n$$

Dove σ_n rappresenta la tensione normale media di compressione.

2.5. Nuove tecnologie

La tecnica muraria tradizionale è stata affiancata da nuove tipologie costruttive, le quali varia a seconda del scopo principale per il quale vengono realizzate.

Tra le nuove murature possiamo inserire le murature a doppio strato le quali possono assumere anche una funzione portante, ma il loro principale ruolo risiede nelle capacità di isolamento termico e acustico. Per tale motivo il loro impiego principale è destinato a muri di tamponamento.

Dal punto di vista strettamente strutturale, le murature armate e intelaiate, hanno assunto un ruolo fondamentale.

Le murature armate (fig. 9) sono realizzate mediante l'impiego di elementi resistenti semipieni ($15\% \leq \varphi \leq 45\%$) i quali risultano collegati mediante giunti di malta. All'interno dei giunti orizzontali di malta vengono inserite delle armature concentrate e diffuse.

All'interno dei fori presenti negli elementi resistenti viene disposta l'armatura verticale la quale è presente nei punti di intersezione tra pareti ortogonali o in corrispondenza delle aperture.

Lungo lo sviluppo della parete viene inserita dell'armatura verticale la quale non deve superare i 4 m di interasse.

La muratura armata permette alla struttura di assorbire azioni di trazione grazie alla presenza dell'armatura, in assenza della quale la muratura risulterebbe inefficace.

La presenza dell'armatura ha un duplice effetto, uno è quello di fornire alla struttura una maggiore duttilità mentre l'altro vantaggio è quello di poter superare i limiti di altezza imposti per la muratura ordinaria.

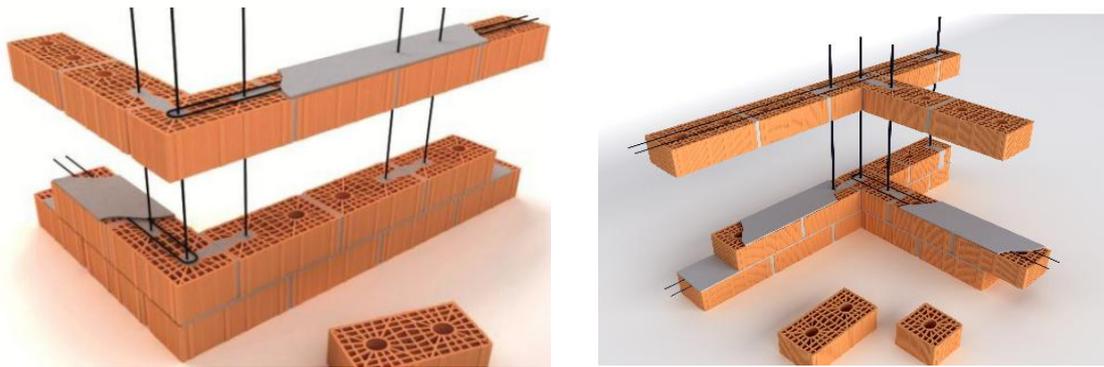


Figura 9: Muratura armata

La muratura intelaiata (fig. 10) viene realizzata mediante cordoli orizzontali in cemento armato e pilastri verticali in cemento armato. Cordoli e pilastri sono collegati tra loro mediante la continuità del getto di cls e l'intersezione dei ferri d'armatura, il telaio così ottenuto è reso aderente alla muratura. Anche in questo caso il principale vantaggio fornito da questa tecnica costruttiva è quello di fornire alla struttura una maggiore duttilità e assorbire sollecitazioni di trazione.

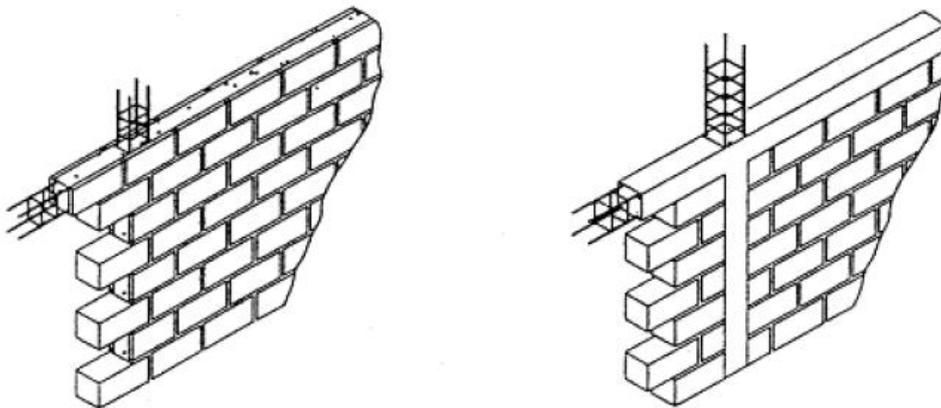


Figura 10: Muratura intelaiata

2.6. *Comportamento strutturale*

La struttura in muratura portante deve essere concepita come struttura tridimensionale costituita dall'unione di elementi verticali (muri) ed elementi orizzontali (solai) dove ogni elemento contribuisce alla ripartizione delle azioni che interessano la struttura.

In particolare i paramenti verticali devono svolgere la duplice funzione di elementi portanti resistenti alle azioni verticali, ma contemporaneamente costituiscono gli elementi di controventamento nei confronti delle azioni orizzontali.

Concetto di base per una buona muratura è costituito dal comportamento scatolare (fig.11) che l'intera struttura deve garantire, questo è garantito solo se i singoli elementi costituenti la struttura risultano essere solidali tra loro.

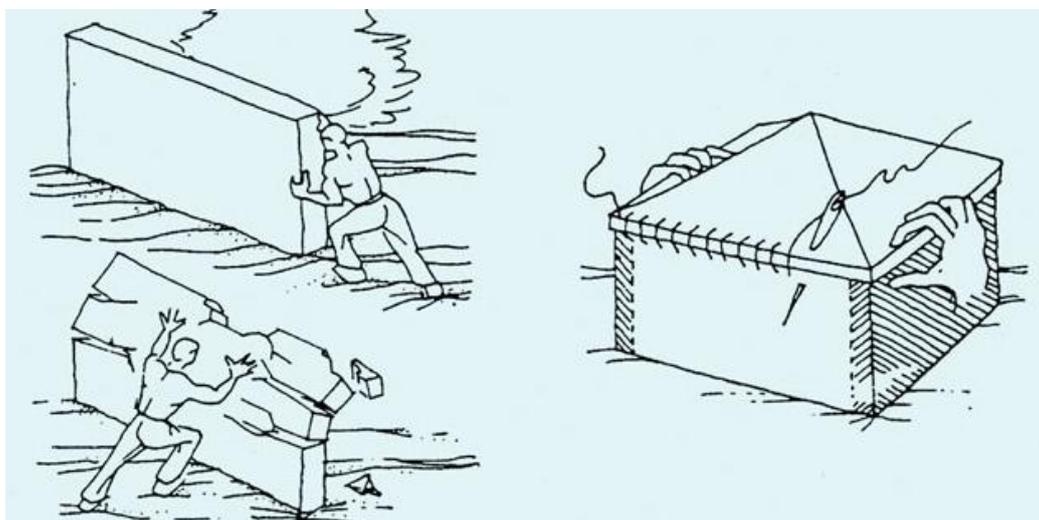


Figura 11: Muratura intelaiata

La progettazione deve quindi evidenziare in modo particolare i nodi strutturali e le connessioni tra le varie parti dell'edificio. Infatti sono proprio questi elementi a svolgere il ruolo fondamentale nel contrastare le azioni sismiche orizzontali facendo sì che la struttura si comporti come un unico corpo.

La necessità di un comportamento scatolare è frutto sia di riflessioni di carattere puramente teorico ma anche dalla studio ed osservazioni dei danni provocati nelle strutture da eventi sismici verificati nel passato.

Il comportamento globale di un edificio in muratura è fortemente influenzato dal grado di connessione tra gli elementi strutturali, prima ancora delle loro caratteristiche intrinseche.

L'assenza dei collegamenti tra pareti ortogonali e tra pareti e orizzontamenti, comporta una risposta non adeguata della struttura in caso di sisma. La carenza di collegamenti fa sì che ogni elemento da una risposta indipendente dalle altre, questo per pareti disposte ortogonalmente alla direzione del sisma si trasforma in meccanismi di ribaltamento fuori dal piano.

Al fine di avere un adeguato grado di ammassamento occorre inserire catene metalliche le quali rendono, murature tra loro parallele, solidali con quelle ortogonali. Al fine di migliorare ulteriormente la risposta della struttura occorre garantire un adeguato grado di collegamento tra solai e pareti, così facendo il comportamento della struttura migliora

poiché le forze d'inerzia indotte dal sisma vengono ripartite tra tutti gli elementi resistenti.

Gli incatenamenti (fig. 12) hanno lo scopo di collegare muri paralleli contrapposti. Vengono realizzati mediante barre d'armatura disposti in due sensi ortogonali tra loro e sono posti a livello del solaio. Al fine di garantire un corretto funzionamento, gli incatenamenti devono essere ancorati in modo efficace all'interno dei cordoli in c.a.

Generalmente gli incatenamenti vengono omessi nella direzione parallela all'orditura del solaio. Nella direzione ortogonale all'orditura dei solai l'inserimento di incatenamenti risulta essere obbligatorio nel momento in cui la luce del solaio supera i 4,5 m con un'armatura minima di 4 cm^2 per ogni campo del solaio.

Anche i cordoli (fig.12) di piano contribuiscono all'instaurarsi di un comportamento scatolare globale. I cordoli vengono posti in sommità dell'edificio e in corrispondenza dei solai di piano ed irrigidiscono ulteriormente i solai stessi migliorando la distribuzione delle azioni orizzontali fra le pareti di controventamento complanari.

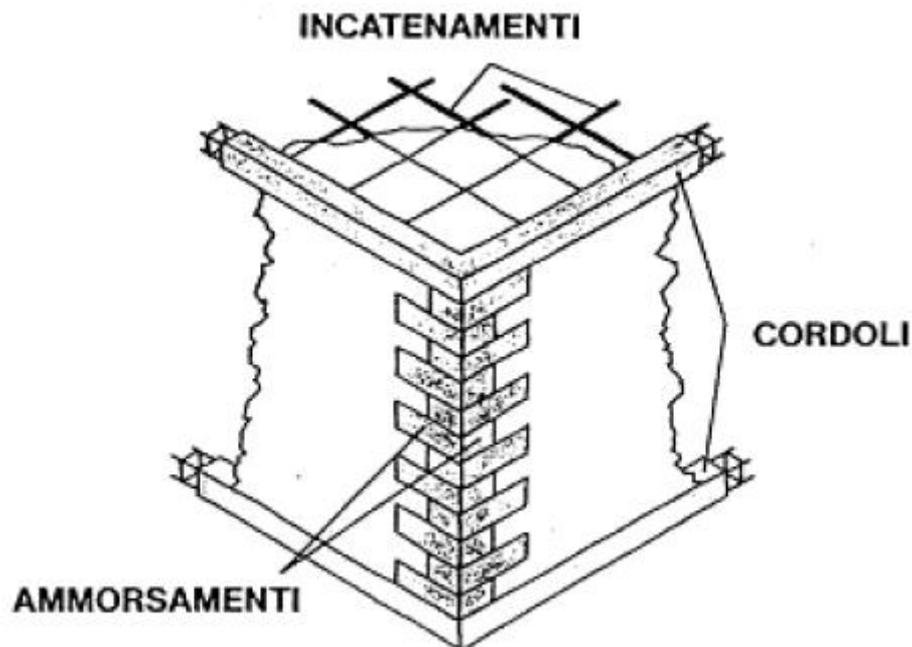


Figura 12: Dettagli per un comportamento scatolare

3. Edificio oggetto di studio

3.1. Descrizione dell'edificio

Il fabbricato oggetto di studio si sviluppa su due livelli e per la costruzione centrale è presente anche un sottotetto accessibile. Dai rilievi effettuati e dall'osservazione delle varie tecniche costruttive e degli ammorsamenti, si può dedurre che la costruzione iniziale è quella centrale nella quale ora sono presenti le abitazione dei due proprietari.

In diverse fasi successive e distinte è stato realizzato tutto il corpo laterale di forma rettangolare allungata ora adibita a magazzino, cantina, deposito attrezzi, fienile. Sono presenti anche delle unità abitative ma dal sopralluogo si è potuto constatare che sono disabitate da tempo.

Al piano terra del corpo centrale è presente la prima abitazione. L'ingresso principale, che affaccia a ovest (fig. 13), da direttamente sul soggiorno il quale a sua volta permette l'accesso a tutte le altre camere.



Figura 13: Facciata ovest

Il portone d'ingresso, situato a est (fig.14), introduce in un disimpegno che ospita il vano scala e l'accesso secondario all'abitazione del piano terra .



Figura 14: Facciata est

Percorrendo la prima rampa si giunge al pianerottolo (fig.15) dove è presente l'ingresso al primo piano della struttura di collegamento con il corpo laterale. La scala presenta in totale tre rampe al termine delle quali si giunge all'ingresso della seconda abitazione.



Figura 15: Scala corpo centrale

La disposizione dell'abitazione al primo piano, in pianta risulta uguale a quella al piano inferiore ma ruotata di 90°, infatti anche qui l'ingresso accede direttamente sul soggiorno il quale si collega direttamente a tutti i restanti locali.

Al di sopra di tale livello è presente un sottotetto accessibile solo tramite una botola.

Tale sottotetto risulta avere un'altezza minima in prossimità dei muri perimetrali di 1,50 m mentre nella zona centrale l'altezza è superiore a 4 m.

Il corpo laterale allo stato di fatto è caratterizzato da una divisione degli ambienti al primo piano che risulta essere alquanto confusa. Infatti a tale livello è presente un ambiente in passato destinato a fienile con accesso mediante scala interna, un secondo fienile il cui unico accesso è mediante una finestra posta nella facciata est. Inoltre sono anche presenti una serie di piccoli appartamenti oramai abbandonati.

Il corpo laterale, al piano terra, è caratterizzato da un lungo porticato che si estende per tutto la lunghezza dell'edificio (fig. 16). Il porticato può essere distinto in tre parti, le due parti laterali nelle quali sono presenti tre volte a botte per lato, poste ad una quota di 2,80 m nella parte più alta, le quali poggiano su dei pilastri in muratura. Mentre nella parte centrale del portico sono presenti sette volte a crociera le quali nella parte più alta si misura una quota di 3,70 m, anche queste poggiano su dei pilastri in muratura.



Figura 16: Vista del porticato

I restanti ambienti al piano terra sono adibiti a magazzino e cantina, ed anche a questo livello sono presenti ambienti che risultano essere in uno stato di abbandono.

Nella parte centrale è presente il vano scala principale costituito da tre rampe le quali permettono l'accesso agli ambienti del primo piano, altre due scale sono presenti nelle due zone esterne .

All'interno del giardino sono presenti altre due piccole costruzioni, una piccola chiesa (fig. 17) e un'altra destina come magazzino (fig. 18)



Figura 17: Vista della chiesa



Figura 18: Vista del magazzino

3.2. Elaborati grafici

Si riportano le piante e i prospetti del fabbricato, ottenuti dal rilievo geometrico:

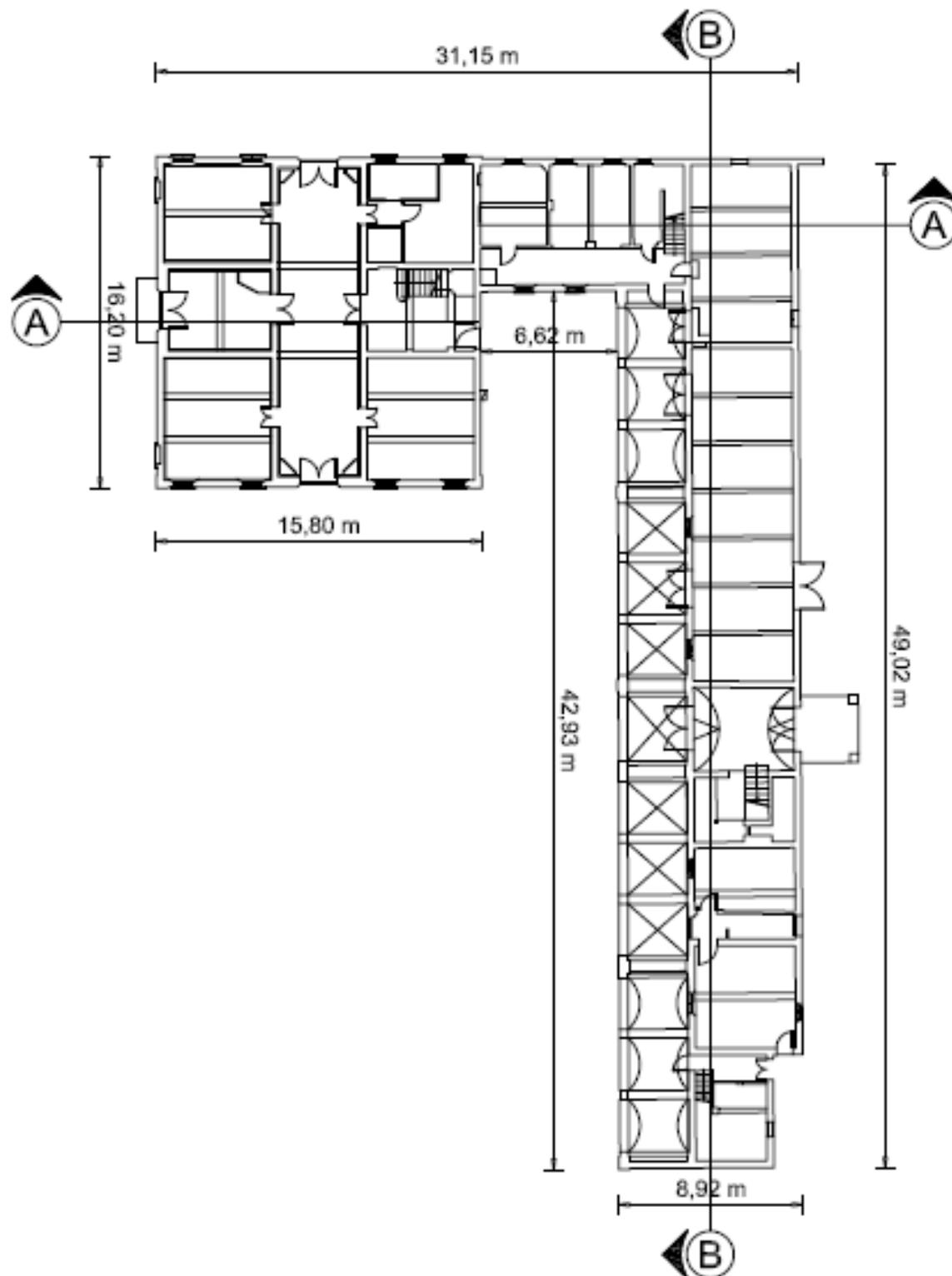


Figura 19: Pianta piano terra

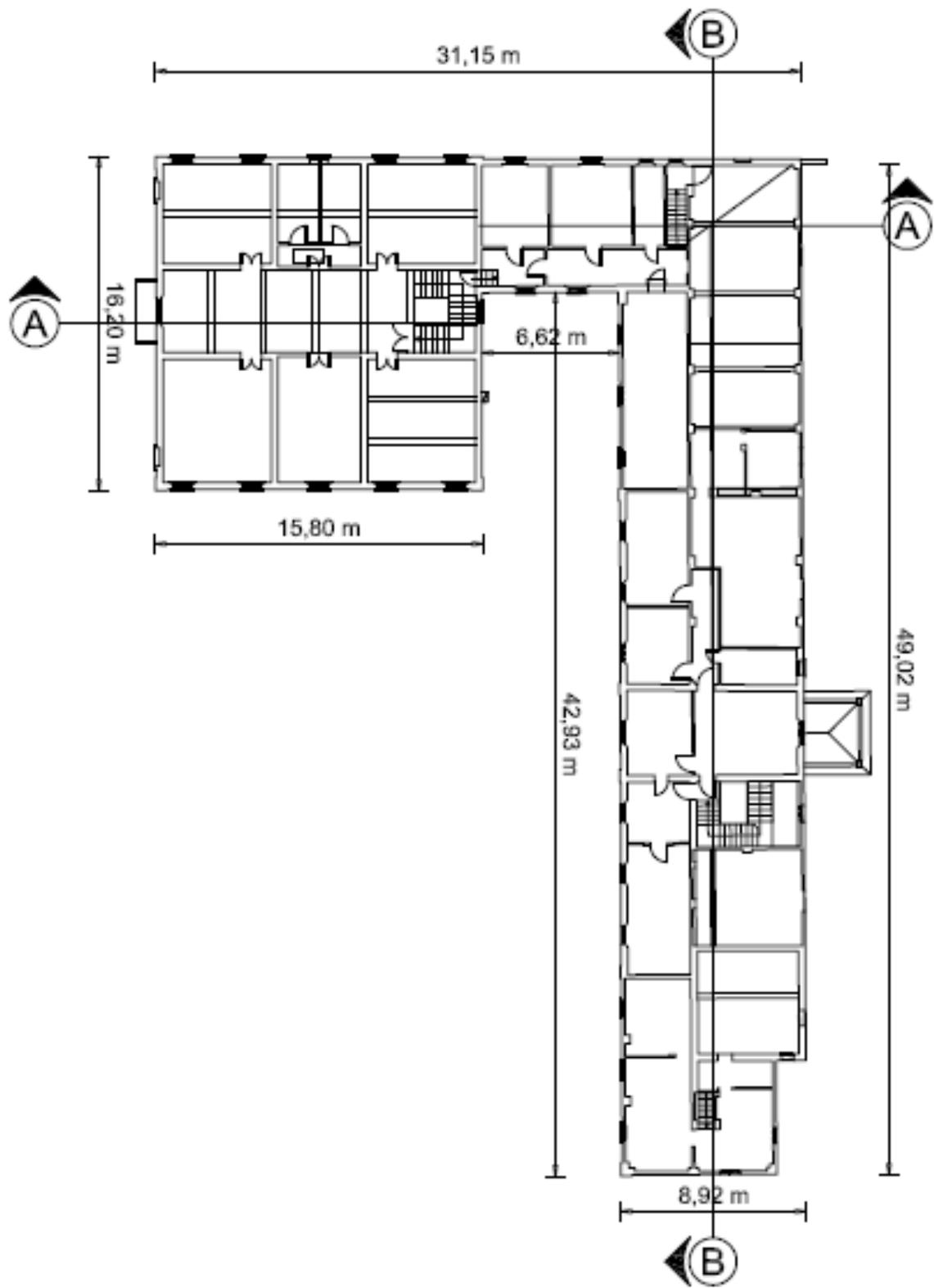


Figura 20: Pianta primo piano

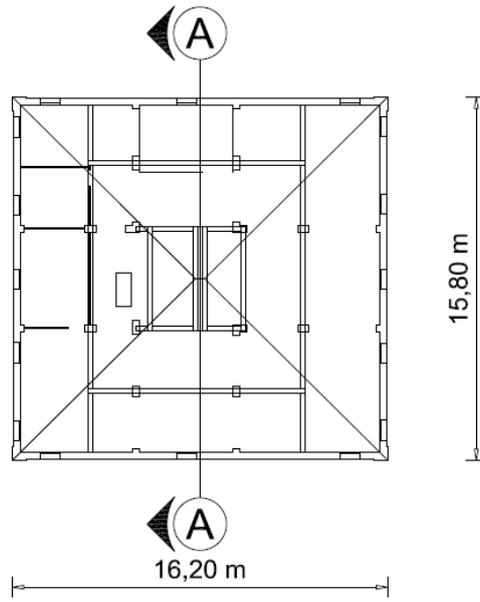


Figura 21: *Pianta sottotetto*

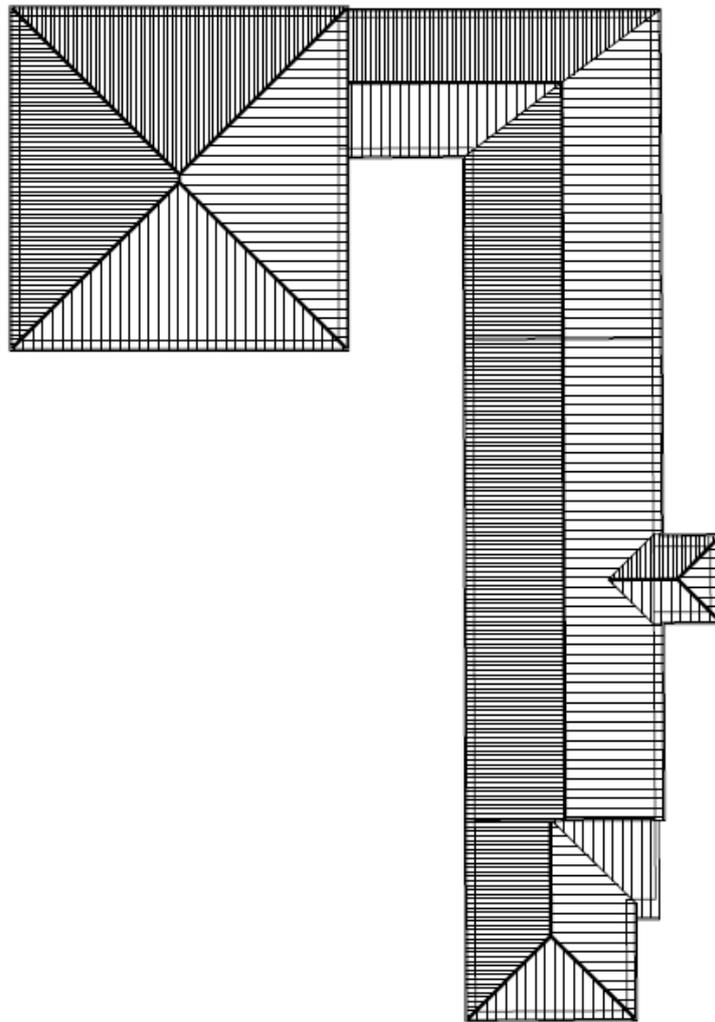


Figura 22: *Pianta copertura*

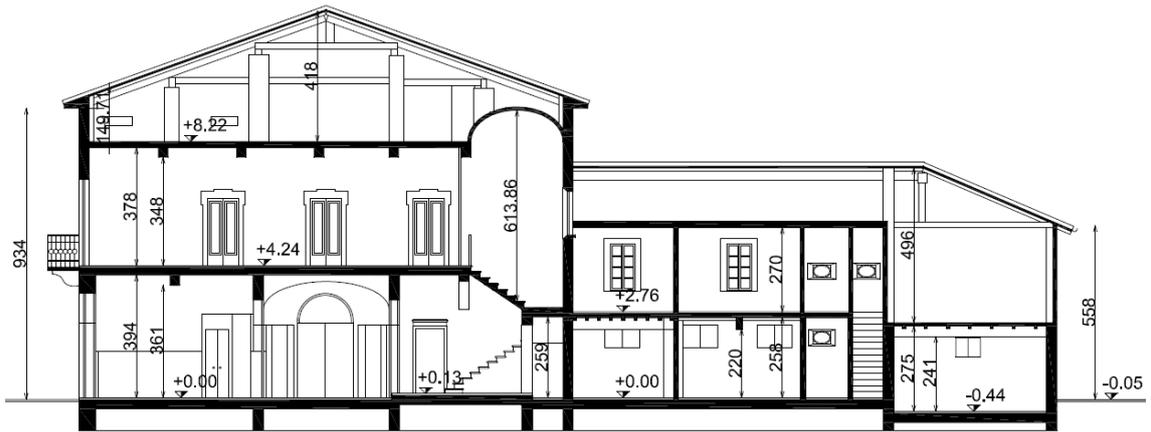


Figura 23: Sezione A-A

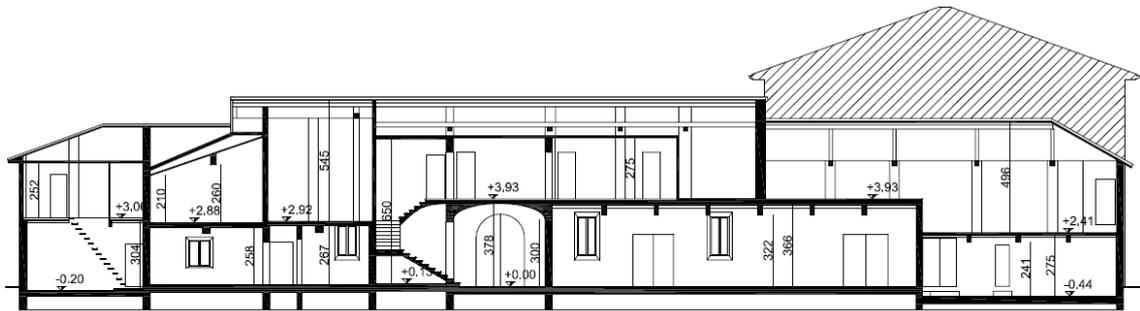


Figura 24: Sezione B-B



Figura 25: Prospetto sud

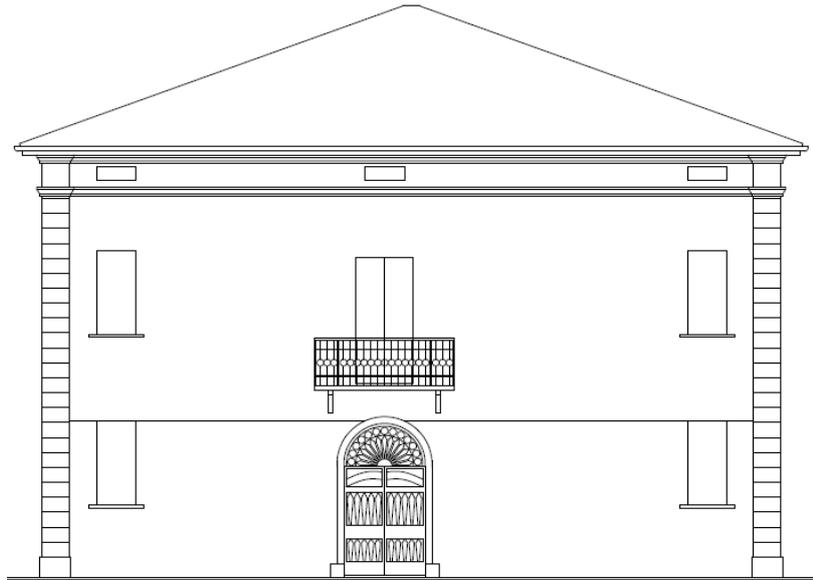


Figura 26: Prospetto ovest

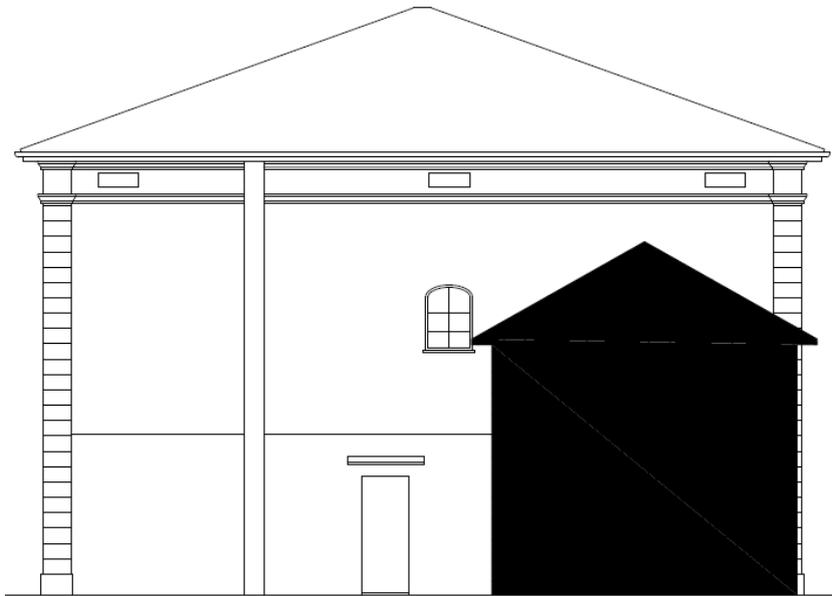


Figura 27: Prospetto est

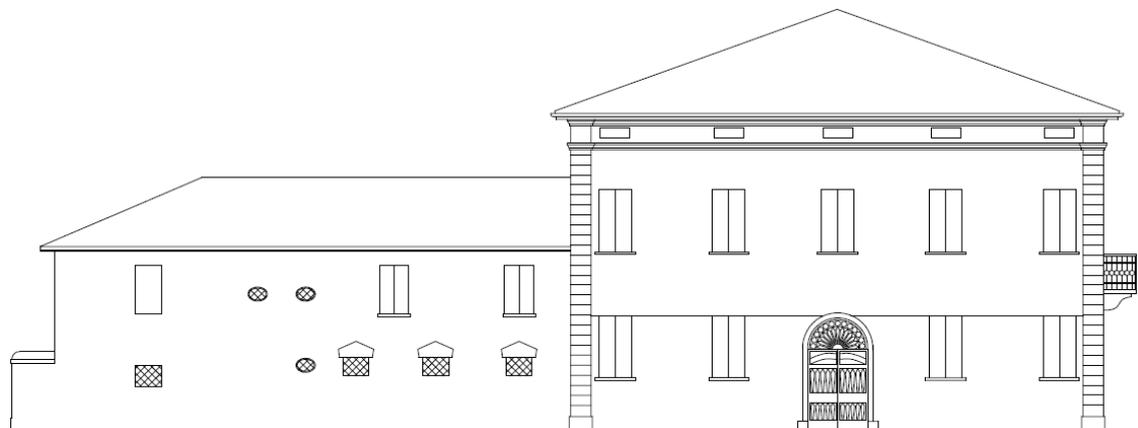


Figura 28: Prospetto nord

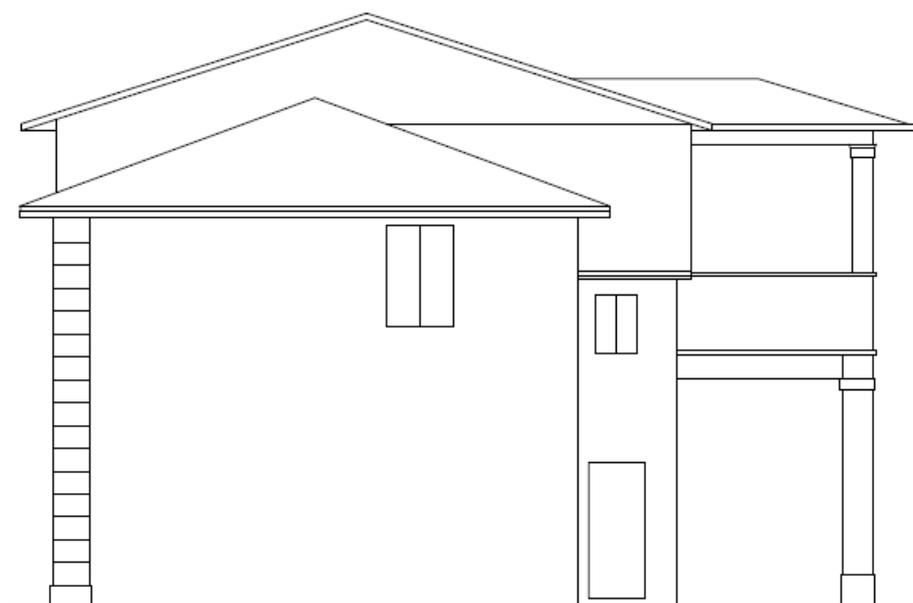


Figura 29: Prospetto sud corpo laterale

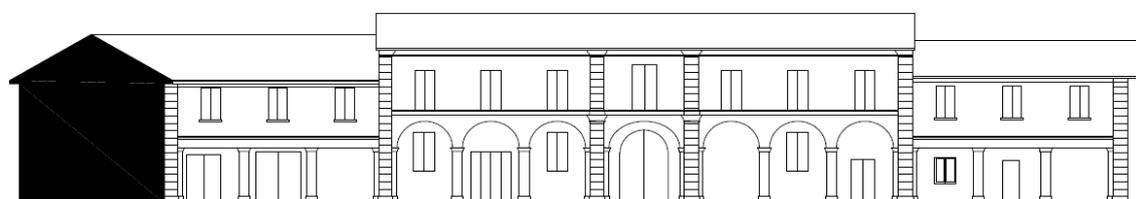


Figura 30: Prospetto ovest corpo laterale

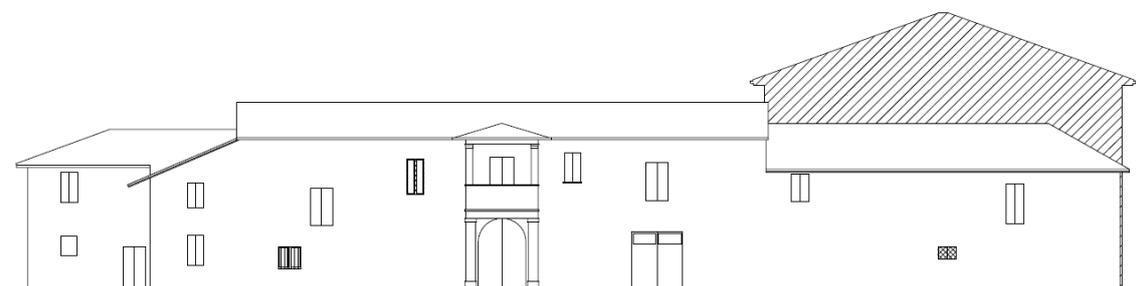


Figura 31: Prospetto est corpo laterale

4. Aspetti normativi

4.1. Cenni storici

Le prime norme relative alla riparazione e rinforzo strutturale degli edifici nascono nel 1980 con il Documento Tecnico n. 2 (DT2) emanato dalla regione Friuli Venezia Giulia per dare seguito alla legge regionale 20/06/1977 n. 30. Queste rappresentano le prime norme trattano e definiscono in modo dettagliato i metodi di valutazione delle resistenze e delle rigidità delle pareti.

Il DT2 dal titolo “Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura”, prevede per la verifica sismica degli edifici il metodo denominato POR.

La circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 30 luglio 1981 n. 21745 dal titolo “Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma” riprende le indicazioni del DT2 e per oltre venti anni rimane il principale riferimento normativo in materia di rinforzo e consolidamento sismico per edifici in muratura. Nella suddetta circolare vengono indicati i massimi valori di resistenza a taglio e compressione da adottare nelle verifiche, questi limiti erano da applicare nel momento in cui non si aveva a disposizione di validi risultati sperimentali.

Successivamente il quadro normativo viene aggiornato con l’emanazione delle Norme Tecniche sulle Costruzioni con Decreto Ministeriale 14 settembre 2005, che fanno riferimento alla O.P.C.M. n. 3274/2003 successivamente aggiornate dalla O.P.C.M. n. 3431/2005.

L’O.P.C.M. n. 3274 tratta in maniera particolare i criteri per il consolidamento degli edifici in muratura, ponendo l’attenzione sull’esecuzione di interventi su porzioni limitate di struttura i quali devono essere opportunamente valutati in termini di rigidità e resistenza. Dunque viene imposto una valutazione analitica al fine di dimostrare l’aumento del coefficiente di sicurezza, nel caso di miglioramento sismico.

L’aumento del coefficiente di sicurezza non si ottiene aumentando eccessivamente la rigidità della struttura. Aumentare eccessivamente la rigidità di alcune parti della struttura rispetto ad altre si ottiene l’effetto di peggiorare la condizione della struttura.

Infatti interventi di questo tipo possono comportare l'aumento della distanza tra baricentro delle rigidezze e quello delle masse, portando alla variazione del comportamento globale della struttura dovuti ad effetti torcenti.

Si giunge all'aggiornamento delle norme del 2005 mediante il Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 (NTC08) e successiva Circolare n. 617/CSLLLPP del 2 febbraio 2009 la quale contiene le "Istituzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"

4.2. Normativa attuale

Gli interventi sugli edifici esistenti sono regolati dal capitolo 8 delle Norme Tecniche sulle Costruzioni emanate con Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 e dalla Circolare n. 617/CSLLLPP del 2 febbraio 2009 contenente "Istituzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

Tali norme distinguono gli interventi in:

- Interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle norme;
- Interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme;
- Riparazione o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistente

Queste classificazioni erano già presenti nelle precedenti norme, ma la definizione data per gli interventi sopra elencati non sono esattamente corrispondenti.

Le NTC08 riportano le seguenti definizioni:

Intervento di adeguamento (8.4.1)

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque indenda:

- a) sopraelevare la costruzione;*
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;*
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;*
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.*

Intervento di miglioramento (8.4.2).

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate. È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrono le condizioni che rendono obbligatorio l'intervento di adeguamento. Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Riparazione o intervento locale (8.4.3)

In genere interventi di questo tipo riguardano singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare

che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Qui di seguito sono riportate in dettaglio tutti i riferimenti normativi ai quali si è fatto riferimento nelle varie fasi di realizzazione del presente lavoro di tesi.

- “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”. D.M. 14 Gennaio 2008, pubblicato sulla G.U. del 4 Febbraio 2008 n° 29.
- “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”. Circolare 2 Febbraio 2009 n° 617, pubblicata sulla G.U. del 26 Febbraio 2009 n° 47.
- UNI EN 772-1:2002 "Determinazione della resistenza a compressione".
- UNI EN 772-6:2002 "Determinazione della resistenza a trazione per flessione".
- UNI EN 6556:1976 "Determinazione del modulo elastico secante".
- - “Criteri e modalità di assegnazione di contributi per la riparazione e il ripristino con miglioramento sismico di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo che hanno subito danni significativi dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e che sono stati dichiarati inagibili (Esito E0)”. Ordinanza del 5 ottobre 2012 n° 51.
- - “Criteri e modalità di assegnazione di contributi per la riparazione e il ripristino con miglioramento sismico o la demolizione e ricostruzione di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo che hanno subito danni gravi a seguito degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e che sono stati dichiarati inagibili (Esito E1, E2, E3)”. Ordinanza del 6 dicembre 2012 n° 86.
- - Rettifiche ed integrazioni all'Ordinanza n.51 del 5 Ottobre 2012 “Criteri e modalità di assegnazione di contributi per la riparazione e il ripristino con miglioramento sismico di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo che hanno subito danni significativi dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012

e che sono stati dichiarati inagibili (Esito E0)”. Ordinanza del 29 marzo 2013 n° 45.

- - Rettifiche ed integrazioni all'Ordinanza n.86 del 6 dicembre 2012 “Criteri e modalità di assegnazione di contributi per la riparazione e il ripristino con miglioramento sismico o la demolizione e ricostruzione di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo che hanno subito danni gravi a seguito degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e che sono stati dichiarati inagibili (Esito E1, E2, E3)”. Ordinanza del 6 dicembre 2012 n° 86.
- - "Direttiva del Presidente del Consiglio di Ministri 9 febbraio 2011: Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per la costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008, (pubblicata nella G.U. n.47 del 26/02/2011 - suppl. ord. n.54)
- - CNR-DT 206/2007 “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo delle strutture di Legno”.
- - UNI EN 1995-1-1: 2005 “Eurocodice 5, parte 1-1 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.

5. Prove sperimentali

Per la valutazione di opere esistenti è necessario valutare il “livello di conoscenza” che rappresenta la qualità ed il numero delle informazioni che si hanno a disposizione riguardo alla geometria, alle tipologie strutturali e ai materiali presenti nell’edificio. In virtù di tali approfondimenti si individueranno i “Livelli di conoscenza” sulla base di quanto riportato nelle “Istruzioni al NTC 2008”.

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi e, può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell’accuratezza delle operazioni di rilievo, dell’analisi storica e delle indagini sperimentali.

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola dalle operazioni di rilievo. Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai (stratigrafia ed orditura) e della copertura (tipologia ed orditura), delle scale (tipologia strutturale), individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione grafica di quanto rilevato in sito, viene effettuata attraverso piante, alzati e sezioni.

Viene inoltre rilevato e rappresentato l’eventuale quadro fessurativo e deformativo.

I dettagli costruttivi da esaminare sono i seguenti:

- a) Qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) Qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) Esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) Presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) Tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

Si distinguono:

Verifiche in situ limitate:

sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra i muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura.

Verifiche in situ estese ed esaustive:

sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra i muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

Particolare attenzione è riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al riferimento o meno della "regola dell'arte".

L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo.

Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni), la forma, la tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta.

Di rilievo risulta anche la caratterizzazione di malte, e di pietre e mattoni mediante prove sperimentali.

Si distinguono:

Indagini in situ limitate:

servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura.

Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1 m x 1 m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. È da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta.

Indagini in situ estese:

le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente.

Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta, e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura. È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per malta, etc.) possono essere impiegati a completamento delle prove richieste.

Indagini in situ esaustive:

servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e quantità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ e/o in laboratorio. Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio.

Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in modo combinato con metodi di prova distruttivi, ma non in completa sostituzione di quelli descritti.

Nel presente lavoro di tesi la tipologia di prove sperimentali ed il numero di tali prove, conforme con quanto prescritto dalle norme vigenti hanno permesso il raggiungimento di un livello di conoscenza LC3 per le murature, attraverso il rilievo geometrico, verifiche in sito esaustive sui dettagli costruttivi e indagini in sito esaustive sulle proprietà dei materiali.

Il Fattore di Confidenza per le murature è stato assunto quindi pari a 1.00 (FC=1).

L'azione sismica di progetto è stata definita sulla base delle caratterizzazioni sismiche dei terreni desunte dall'indagine geologica effettuata in situ; in particolare in base a quanto determinato dalle prove eseguite il terreno ha è risultato di categoria "C".

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 si descrive la categoria di sottosuolo di tipo C, come:

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti”.

5.1. Campagna d'indagine

Sulla base del rilievo geometrico effettuato, si è proceduto a individuare le parti di struttura sulle quali era necessario effettuare ulteriori indagini di caratteristiche geometriche e dei materiali, ma anche sulle tecniche costruttive come per i collegamenti strutturali. A tale scopo si è proceduto mettendo a nudo le murature dall'intonaco, individuandone così le tessiture, saggiare gli elementi in calcestruzzo al fine di individuare numero e diametro delle armature ed ispezionando i solai per definirne orditura e tipologia.

Successivamente si sono determinati i punti più significativi per le estrazioni di provini o per eseguire altre prove in situ.

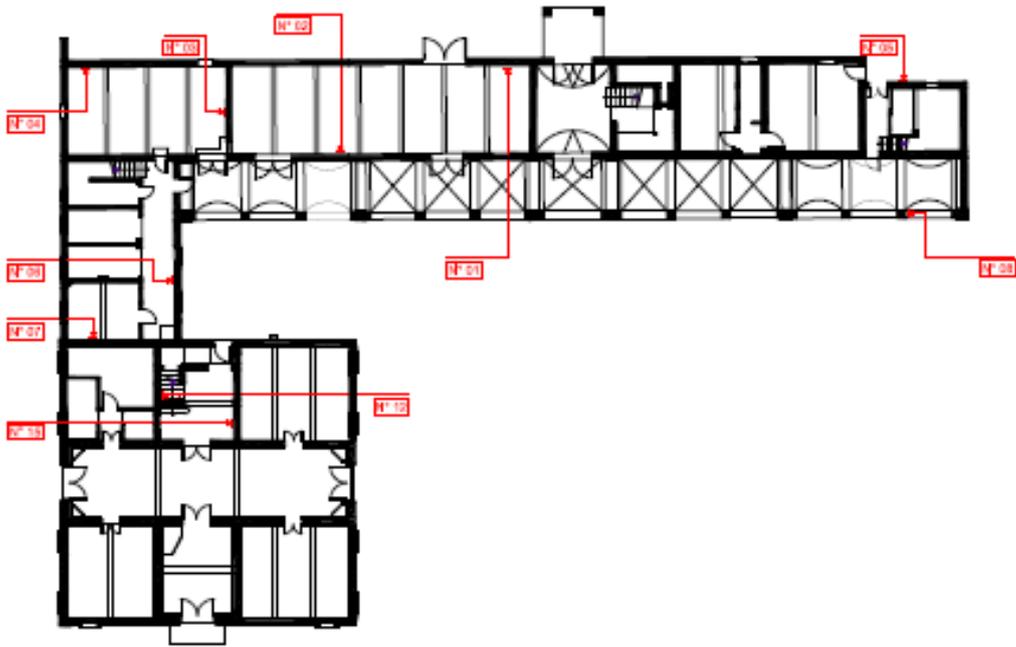


Figura 32: *Posizionamento saggi, primo terra*

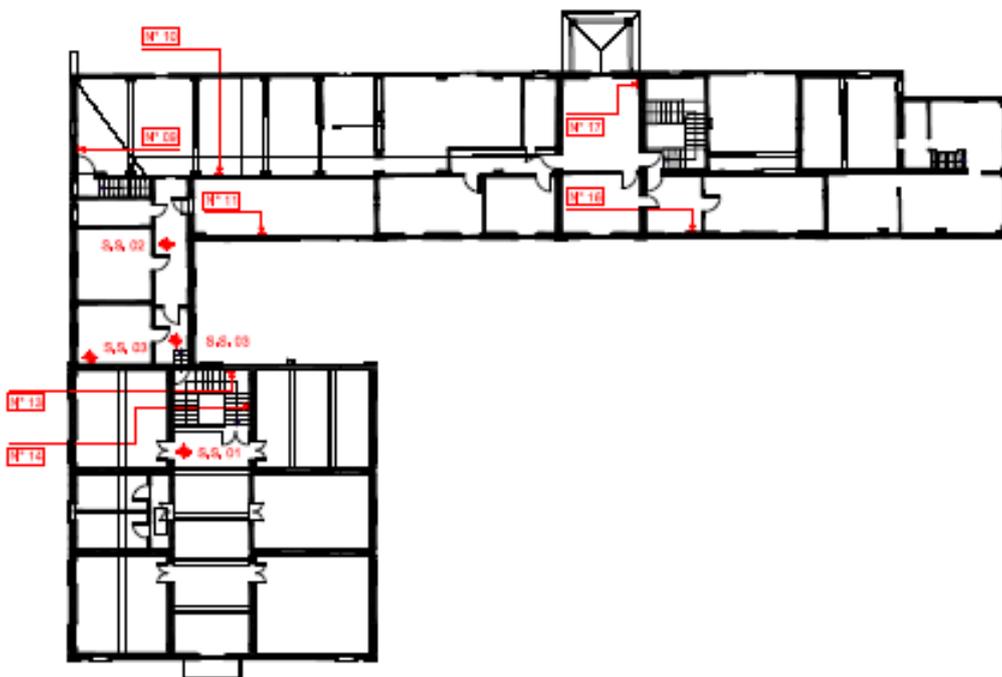


Figura 33: *Posizionamento saggi, primo piano*

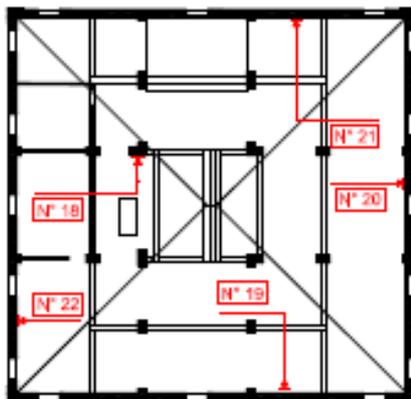


Figura 34: *Posizionamento saggi, sottotetto*

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei materiali esistenti, sono state effettuate delle prove non distruttive e delle prove di tipo distruttivo su campioni prelevati in situ.

Nel seguito si discutono i risultati delle prove effettuate e si forniscono i valori di progetto per i materiali murari da adottare per le verifiche di resistenza finalizzate alla verifica statica e sismica dell'edificio.

Le proprietà meccaniche delle murature sono state valutate e discusse criticamente alla luce delle prove effettuate sia in situ, sia in laboratorio. In particolare, si è correlato il risultato delle prove di laboratorio eseguite nella campagna d'indagine con quelle eseguite in situ .

Si sono prelevati materiali murari nelle seguenti forme:

- Carote di muratura;
- Campioni prismatici di mattone.



Figura 35: *Carotaggio su pilastro in muratura*



Figura 36: Estrazione di un elemento prismatico

La caratterizzazione meccanica del mattone, della malta e della muratura comprende l'effettuazione delle seguenti prove sperimentali:

Prove di caratterizzazione non distruttive:

legate all'impiego di strumenti per la misura della densità, durezza superficiale, deformabilità di conci isolati di parete:

- Prova X-drill;

Prove di caratterizzazione in laboratorio:

prove distruttive su campioni di materiale prelevati in situ, dal quale si ricavano campioni standardizzati:

- Prove di compressione su prismi ricavati dalle carote disgregate;
- Prove cicliche di compressione su laterizi;
- Prova di flessione su prismi ricavati dalle carote disgregate;
- Prova di schiacciamento su campioni di laterizio.

Le carote di muratura prelevate dovevano essere sottoposte a prove di compressione e trazione indiretta (brasiliiana), ma a seguito del processo estrattivo hanno subito la disgregazione della malta. Pertanto da queste si sono ricavati prismi di laterizio da sottoporre a prove in laboratorio di compressione e flessione su 3 punti.

Nel seguito, per esplicitare le relazioni che servono al calcolo dei parametri meccanici di riferimento, si utilizzeranno i seguenti simboli:

f_k	resistenza a compressione della muratura,
f_{mc}	resistenza a compressione della malta,
f_{mt}	resistenza a trazione della malta,
f_{bc}	resistenza a compressione del mattone,
f_{bt}	resistenza a trazione del mattone,
ν_m	Modulo di Poisson della malta,
ν_b	Modulo di Poisson del mattone,
E_k	Modulo elastico della pietra,
E_m	Modulo elastico della malta,
E_b	Modulo elastico del mattone,
h_m	spessore del corso di malta,
h_b	spessore del mattone.

5.1.1. Prove di caratterizzazione della malta

Caratterizzazione mediante prova X-drill

La resistenza della malta è caratterizzata in sito mediante prove mediante X-drill.

Le prove mediante X-drill sono una rivisitazione delle prove scissometriche previste nei terreni.

Tale prova è eseguita mediante un chiodo con 4 alette che viene inserito in un pre-foro eseguito nel giunto di malta al quale viene poi applicata una torsione mediante chiave dinamometrica (torsionometro), valutando la coppia necessaria a rompere la malta.



Figura 37: Chiave dinamometrica per prova X-drill

Viene inoltre misurata la lunghezza di infissione delle alette in modo da ottenere una torsione specifica $m_{v,m}$ per unità di profondità.

Da tale grandezza si ricava la tensione tangenziale media sulla superficie di rottura:

$$\tau = k \cdot \frac{m_{v,m}}{\pi \cdot \frac{D^2}{2}} \quad [5.1]$$

dove:

D è il diametro massimo delle alette;

k è una costante tarata sperimentalmente su campioni e vale 0.150.

Considerando uno stato tangenziale puro si ottiene sul piano di Mohr un cerchio con centro nell'origine; per cui, fissando l'angolo di attrito φ si può risalire alla coesione.

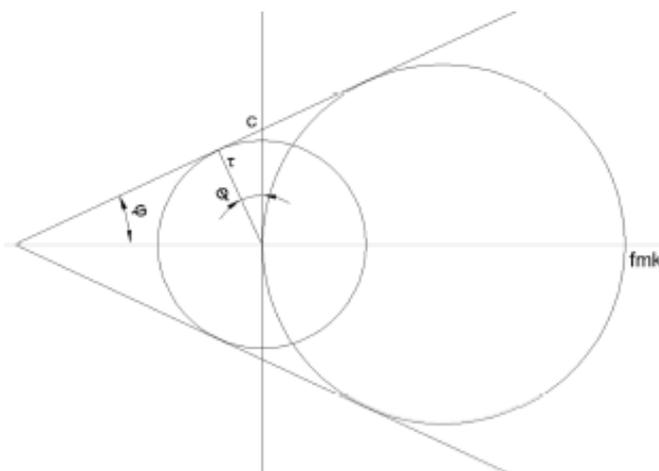


Figura 38: Stati di tensione nel piano di Mohr

Il valore dell'angolo di attrito φ della malta varia in base alla resistenza a compressione della malta stessa:

$$\varphi = \varphi_{min} + (\varphi_{max} - \varphi_{min}) \cdot \frac{m_{v,m}}{m_{v,max}} \quad [5.2]$$

Dove per le costanti si è posto:

$$\varphi_{min} = 20^\circ;$$

$$\varphi_{max} = 30^\circ;$$

$$m_{v,max} = 600 \text{ Nmm/mm}.$$

Infine, attraverso il criterio di Mohr-Coulomb, si determina la resistenza a compressione della malta:

$$f_{mk} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad [5.3]$$

5.1.2. Prove di caratterizzazione del laterizio

5.1.2.1. Caratterizzazione mediante prove di compressione

Le resistenze a compressione del laterizio è direttamente desumibile dalle prove effettuate; le prove devono essere in numero tale da consentire la stima dei parametri statistici del campione di misure ottenuto.

Appare importante sottolineare che non tutte le prove forniscono risultati utili alla definizione della resistenza della muratura; in particolare, poiché lo stato di compressione nei mattoni componenti la fabbrica muraria è connesso ad uno stato di trazione trasversale, le prove eseguite su cilindri senza interporre materiale atto ad eliminare l'attrito con la piastra di carico, forniscono valori largamente in eccesso rispetto alla resistenza a compressione senza confinamento trasversale. D'altro canto, tali dati sono indicativi della resistenza raggiungibile dal materiale confinato, ad esempio quale si otterrebbe introducendo una cerchiatura delle colonne. Naturalmente l'effetto finale sulla muratura sarebbe minore di quello ottenibile sul mattone.



Figura 39: Prova di compressione, macchina e provini

Il valore di resistenza normalizzato si ottiene moltiplicando i valori di resistenza ottenuti con un opportuno fattore di forma determinati dalla tabella seguente (tab.1).

Inoltre eseguendo una prova di compressione (o cicli di compressione) su provini ai quali sono stati applicati estensimetri, che rilevano la deformazione ad ogni step di carico, si ottiene il valore del modulo elastico.

H \ L	50	100	150	200	≥250
	40	0.80	0.70	-	-
50	0.85	0.75	0.70	-	-
65	0.95	0.85	0.75	0.70	0.65
100	1.15	1.00	0.90	0.80	0.75

150	1.30	1.20	1.10	1.00	0.95
200	1.45	1.35	1.25	1.15	1.10
≥250	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15

Tabella 3: Fattori di forma secondo UNI-EN 772-1 (valori in mm)

5.1.2.2. Caratterizzazione mediante prove di flessione

Le resistenze a trazione del laterizio è si può dedurre da prove di flessione: infatti la resistenza a trazione monoassiale è desumibile dalla resistenza a trazione per flessione. Le prove devono essere in numero tale da consentire la stima dei parametri statistici del campione di misure ottenuto.

La procedura di prova consiste nell'applicare al campione una deformazione controllata e nel misurarne la forza necessaria per applicare la stessa. Il test viene effettuato mediante una macchina universale per prove materiali, ovvero un sistema dotato di una parte fissa (basamento) sulla quale mediante opportuni appoggi è sistemato uno degli estremi del campione e da una traversa mobile a cui è vincolato un punzone che va ad agire sul campione da sollecitare.

La prova può essere eseguita sia in controllo di carico che di deformazione e fornisce una curva ingegneristica caratteristica del campione testato. Su tale curva possono essere ricavati i parametri tipici del comportamento meccanico statico a flessione.

La prova può essere eseguita in modalità 3 punti o 4 punti. Nella prima modalità l'azione flettente è esercitata da un punzone singolo, il cui raggio geometrico è correlato allo spessore del campione da testare e che va ad incidere esattamente nella mezzzeria tra gli appoggi; nella seconda modalità, l'azione flettente è esercitata da un punzone costituito da due estremità raggiate affiancate.

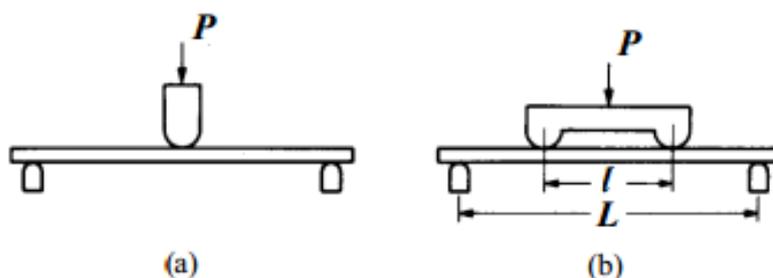


Figura 40: Prova di flessione: schema di carico a) 3 punti, b) 4 punti

Durante la prova può essere utilizzato un estensimetro per misurare la deformazione (freccia) del provino.

Nel caso in questione sono state eseguite prove di flessione su 3 punti; misurata la resistenza a trazione per flessione, da questa si può risalire alla resistenza a trazione monoassiale del laterizio mediante l'espressione:

$$f_{bt} = \frac{f_{btf}}{1.2} \quad [5.4]$$

5.2. Definizione dei parametri della muratura

Facendo uso dei risultati delle prove sui componenti malta e laterizio, sono possibili differenti relazioni per il calcolo delle quantità di riferimento della muratura; in particolare lo scopo è quello di ricavare la resistenza a compressione ed il modulo elastico, la resistenza a taglio ed il modulo di taglio.

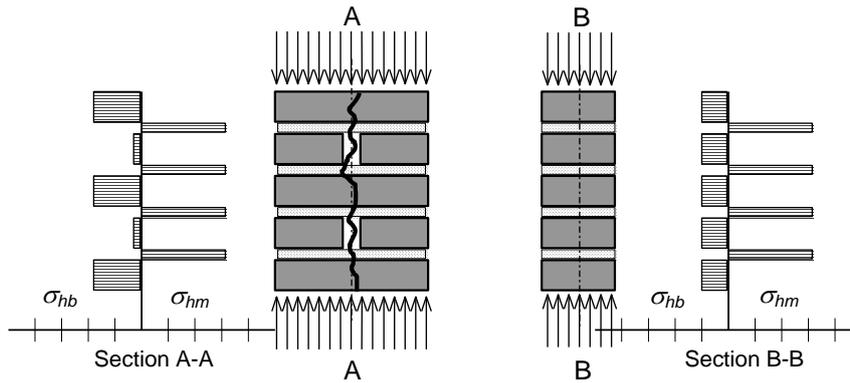


Figura 41: Schema di equilibrio delle tensioni orizzontali nella muratura prima e dopo la fessurazione

S'introducono allora le seguenti formule, che consentono di ricavare le proprietà medie della muratura, note quelle dei materiali componenti:

Resistenza alla compressione

1) Teoria della rottura fragile: la proporzione della compressione orizzontale nella malta in funzione della compressione verticale viene fornita dal fattore Φ :

$$\Phi = \frac{\nu_m - \frac{E_m}{E_b} \cdot \nu_b}{1 - \nu_m + (1 - \nu_b) \cdot \frac{E_m}{E_b} \cdot \frac{h_m}{h_b}} \quad [5.5]$$

a partire dal quale, e dal rapporto tra gli spessori degli strati, può essere individuata la resistenza della muratura:

$$f_k = \frac{1}{\frac{1}{f_{bc}} + \frac{k \cdot \Phi \cdot h_m}{h_b \cdot f_{bt}}} \quad [5.6]$$

2) Teoria della rottura totalmente plastica:

$$f_k = \frac{f_{bt} + \frac{h_m}{h_b} \cdot f_{mt}}{\frac{f_{bt}}{f_{bc}} + \frac{h_m}{h_b} \cdot \frac{f_{tm}}{f_{mc}}} \approx \frac{f_{bt} + \frac{h_m}{h_b} \cdot f_{mt}}{\nu_b + \frac{h_m}{h_b} \cdot \nu_m} \quad [5.7]$$

3) NTC 2008: Tabella C8A.2.1

4) Eurocodice 6: La resistenza a compressione della muratura può essere anche ottenuta utilizzando una semplice formula empirica, che richiede solo le resistenze a compressione di malta e mattone:

$$f_k = k \cdot f_{bc}^\alpha \cdot f_{mc}^\beta \quad [5.8]$$

dove k , α e β sono opportuni coefficienti dipendenti dalla tipologia di muratura.

5) Criterio di snervamento di Bresler-Pister: attraverso tale criterio è possibile tener conto che la crisi può sopraggiungere per compressione e/o trazione della malta: è una funzione che è stata originariamente concepita per predire la resistenza del calcestruzzo sotto stati tensionali multiassiali. Questo criterio è un'estensione del criterio di Drucker-Prager e può essere espresso in termini di tensione come invarianti:

$$\sqrt{J_2} = A + B \cdot I_1 + c \cdot I_1^2 \quad [5.9]$$

dove:

I_1 è l'invariante primo stress di Cauchy;

J_2 è l'invariante seconda parte deviatorico dello stress di Cauchy;

A, B, C sono costanti del materiale definite come segue in funzione di tensione di snervamento in compressione e trazione monoassiale e della tensione di snervamento in compressione biassiale rispettivamente indicate con σ_c σ_t σ_b

$$B = \left(\frac{\sigma_t - \sigma_c}{\sqrt{3} \cdot (\sigma_t + \sigma_c)} \right) \cdot \left(\frac{4 \cdot \sigma_b^2 - \sigma_b \cdot (\sigma_t + \sigma_c) + \sigma_c \cdot \sigma_t}{4 \cdot \sigma_b^2 + 2 \cdot \sigma_b \cdot (\sigma_t - \sigma_c) - \sigma_c \cdot \sigma_t} \right)$$

$$C = \left(\frac{1}{\sqrt{3} \cdot (\sigma_t + \sigma_c)} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_b \cdot (3 \cdot \sigma_t - \sigma_c) - 2 \cdot \sigma_c \cdot \sigma_t}{4 \cdot \sigma_b^2 + 2 \cdot \sigma_b \cdot (\sigma_t - \sigma_c) - \sigma_c \cdot \sigma_t} \right) \quad [5.10]$$

$$A = \frac{\sigma_c}{\sqrt{3}} + c_1 \cdot \sigma_c - c_2 \cdot \sigma_c^2$$

In figura si riporta il dominio di rottura appena descritto:

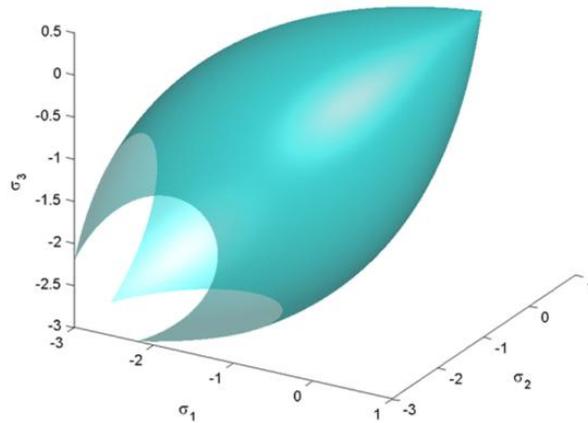


Figura 42: Vista dei tre parametri Bresler-Pister nello spazio 3D di tensioni principali per $\sigma_c = 1$, $\sigma_t = 0.3$ e $\sigma_b = 1.7$

Secondo quanto illustrato in figura, le tre curve sono stabilite per $v = 0,15 - 0,20 - 0,25$.

Il confinamento nella seconda direzione 1 è stabilito da Φ , nella terza vale sempre 0,05.

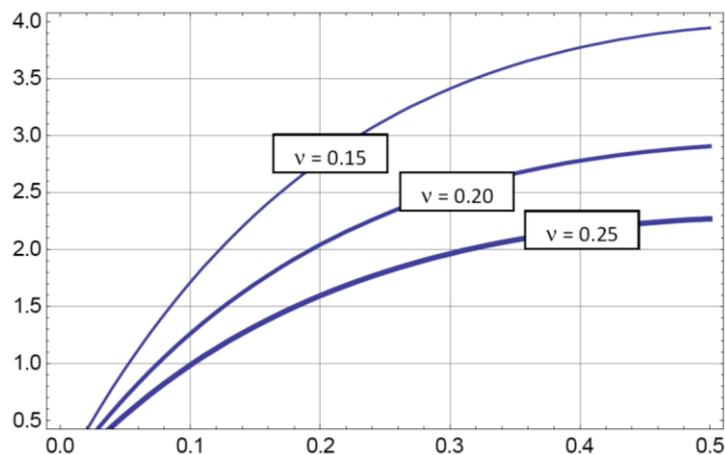


Figura 43: Diagramma di f_{cc}/f_c

Resistenza a trazione

6) Il valore della resistenza a trazione del mattone può essere calcolato a ritroso dalla resistenza a fessurazione della muratura; in particolare si ottengono sempre valori inferiori alla resistenza a trazione determinata per via diretta, arrivando raramente a più del 50% del valore sperimentale.

Moduli Elastici

7) Per quel che attiene il modulo elastico della muratura, si ottiene una stima dalla seguente formula:

$$E_k = \frac{h_b + h_m}{\frac{h_b}{E_b} + \frac{h_m}{E_m}} \quad [5.11]$$

8) La determinazione del modulo da taglio della muratura può essere in prima approssimazione condotta con riferimento al modulo elastico stimato; in particolare i valori consueti sono valutabili con la proporzione

$$G_k = c \cdot E_k \quad [5.12]$$

dove c , come indicato al paragrafo 11.10.3.4 delle NTC 2008, è assunto pari a 0,4.

Resistenza a taglio

9) Criterio di Mohr-Coulomb: una valutazione analitica della tensione tangenziale di collasso di un pannello murario, può essere ottenuta imponendo direttamente la condizione limite di Mohr-Coulomb alle tensioni principali di compressione e trazione che si manifestano nel centro del pannello; con riferimento a trattazioni usuali si ha:

$$\tau_u = \frac{\sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_0}{f_k}\right) \cdot \left(1 + \frac{\sigma_0}{f_{mt}}\right)}}{\frac{1}{f_k} + \frac{1}{f_{mt}}} \quad [5.13]$$

Dove:

f_k rappresenta la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

f_{mt} rappresenta la resistenza a trazione della malta che in genere viene assunta circa un quarto della resistenza a compressione della malta stessa.

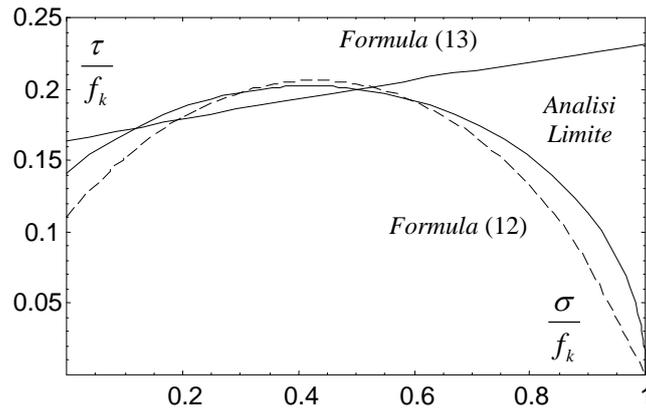


Figura 44: *Dominio di resistenza taglio - sforzo normale nella muratura*

La formula di derivazione meccanica può essere confrontata con la formula usualmente accettata dalla Normativa sismica vigente per la resistenza a taglio della muratura in presenza dello sforzo normale:

$$\tau = f_{vk0} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_k}} \quad [5.14]$$

Come si evince dalla Figura 44, la formula proposta è in grado di cogliere la riduzione di resistenza a taglio di elementi soggetti a forte stato di compressione. Inoltre, ponendo nulla la tensione applicata, dalla formula proposta è possibile calcolare il valore di f_{vk0} per condurre le verifiche di resistenza a taglio dei maschi murari

5.3. Interpretazione dei risultati

5.3.1. Prove di caratterizzazione del laterizio

La resistenza della malta viene caratterizzata in sito mediante prove mediante X-drill, condotte in corrispondenza delle piazzole aperte per effettuare le carote oppure su ricorsi di malta a vista in quanto la muratura in diverse zone non risulta intonacata.

L'altezza del giunto di malta compresa fra 1 e 1.5 cm circa.

Saggio	$M_{v,m}$	l	$m_{v,m}$	τ	φ	c	$f_{m,k}$	Medie
	[Nm]	[mm]	[Nmm/mm]	[MPa]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
XDR-01	5.00	25	200.00	0.1965	23.33	0.2140	0.6507	0.45
	2.00	25	80.00	0.0786	21.33	0.0844	0.2471	
XDR-02	2.50	25	100.00	0.0982	21.67	0.1057	0.3115	0.28
	2.00	25	80.00	0.0786	21.33	0.0844	0.2471	
XDR-03	3.50	25	140.00	0.1375	22.33	0.1487	0.4437	0.41
	3.00	25	120.00	0.1179	22.00	0.1272	0.3770	
XDR-04	4.50	25	180.00	0.1768	23.00	0.1921	0.5805	0.72
	6.50	25	260.00	0.2554	24.33	0.2803	0.8689	
	10.50	25	420.00	0.4126	27.00	0.4631	1.5114	
XDR-05	2.50	25	100.00	0.0982	21.67	0.1057	0.3115	0.55
	6.00	25	240.00	0.2358	24.00	0.2581	0.7949	
XDR-06	2.00	25	80.00	0.0786	21.33	0.0844	0.2471	0.22
	1.50	25	60.00	0.0589	21.00	0.0631	0.1837	
XDR-07	12.75	25	510.00	0.5010	28.50	0.5701	1.9166	0.72
	5.50	25	220.00	0.2161	23.67	0.2360	0.7222	
XDR-08	4.50	25	180.00	0.1768	23.00	0.1921	0.5805	0.58
	11.00	25	440.00	0.4323	27.33	0.4866	1.5985	
XDR-09	2.50	25	100.00	0.0982	21.67	0.1057	0.3115	0.57
	6.00	25	240.00	0.2358	24.00	0.2581	0.7949	
	4.25	25	170.00	0.1670	22.83	0.1812	0.5458	

Saggio	$M_{v,m}$	l	$m_{v,m}$	τ	φ	c	$f_{m,k}$	Medie
	[Nm]	[mm]	[Nmm/mm]	[MPa]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
	4.75	25	190.00	0.1867	23.17	0.2030	0.6154	
XDR-10	2.50	25	100.00	0.0982	21.67	0.1057	0.3115	0.59
	6.00	25	240.00	0.2358	24.00	0.2581	0.7949	
	2.50	25	100.00	0.0982	21.67	0.1057	0.3115	
	7.00	25	280.00	0.2751	24.67	0.3027	0.9442	
XDR-11	3.50	25	140.00	0.1375	22.33	0.1487	0.4437	0.62
	6.00	25	240.00	0.2358	24.00	0.2581	0.7949	
XDR-12	3.00	25	120.00	0.1179	22.00	0.1272	0.3770	0.50
	4.75	25	190.00	0.1867	23.17	0.2030	0.6154	
XDR-13	2.50	25	100.00	0.0982	21.67	0.1057	0.3115	0.78
	8.00	25	320.00	0.3144	25.33	0.3478	1.0990	
	7.00	25	280.00	0.2751	24.67	0.3027	0.9442	
XDR-14	2.50	25	100.00	0.0982	21.67	0.1057	0.3115	0.49
	5.00	25	200.00	0.1965	23.33	0.2140	0.6507	
	4.00	25	160.00	0.1572	22.67	0.1703	0.5115	
XDR-15	4.00	25	160.00	0.1572	22.67	0.1703	0.5115	0.51
	3.25	25	130.00	0.1277	22.17	0.1379	0.4102	
	4.75	25	190.00	0.1867	23.17	0.2030	0.6154	
XDR-16	1.50	25	60.00	0.0589	21.00	0.0631	0.1837	0.78
	0.50	25	20.00	0.0196	20.33	0.0210	0.0602	
	7.50	25	300.00	0.2947	25.00	0.3252	1.0209	
	4.25	25	170.00	0.1670	22.83	0.1812	0.5458	
XDR-17	2.00	25	80.00	0.0786	21.33	0.0844	0.2471	0.43
	5.00	25	200.00	0.1965	23.33	0.2140	0.6507	
	3.50	25	140.00	0.1375	22.33	0.1487	0.4437	
	3.00	25	120.00	0.1179	22.00	0.1272	0.3770	
XDR-18	4.00	25	160.00	0.1572	22.67	0.1703	0.5115	0.91
	8.00	25	320.00	0.3144	25.33	0.3478	1.0990	
	6.50	25	260.00	0.2554	24.33	0.2803	0.8689	
	8.50	25	340.00	0.3340	25.67	0.3706	1.1785	
XDR-19	1.00	25	40.00	0.0393	20.67	0.0420	0.1215	0.53
	4.25	25	170.00	0.1670	22.83	0.1812	0.5458	

Saggio	$M_{v,m}$	l	$m_{v,m}$	τ	φ	c	$f_{m,k}$	Medie
	[Nm]	[mm]	[Nmm/mm]	[MPa]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
	5.50	25	220.00	0.2161	23.67	0.2360	0.7222	
	2.50	25	100.00	0.0982	21.67	0.1057	0.3115	
XDR-20	1.00	25	40.00	0.0393	20.67	0.0420	0.1215	0.57
	5.25	25	210.00	0.2063	23.50	0.2250	0.6863	
	4.75	25	190.00	0.1867	23.17	0.2030	0.6154	
	0.75	25	30.00	0.0295	20.50	0.0315	0.0907	
	3.25	25	130.00	0.1277	22.17	0.1379	0.4102	
XDR-21	4.00	25	160.00	0.1572	22.67	0.1703	0.5115	0.73
	5.75	25	230.00	0.2260	23.83	0.2470	0.7584	
	6.75	25	270.00	0.2653	24.50	0.2915	0.9064	
	1.00	25	40.00	0.0393	20.67	0.0420	0.1215	
XDR-22	2.50	25	100.00	0.0982	21.67	0.1057	0.3115	0.46
	3.75	25	150.00	0.1474	22.50	0.1595	0.4774	
	5.25	25	210.00	0.2063	23.50	0.2250	0.6863	
	3.00	25	120.00	0.1179	22.00	0.1272	0.3770	

Tabella 4: Risultati prove X-drill

I valori evidenziati sono stati esclusi dal calcolo delle medie; infatti valori eccessivamente bassi potrebbero denotare la presenza di vuoti all'interno dei giunti, mentre valori eccessivamente alti potrebbero essere causa dell'interessamento del laterizio durante la prova o di ristilatura.

Effettuando la media si ottiene un valore:

$$f_{mk} = 0.60 \text{ MPa}$$

5.3.2. Caratterizzazione della resistenza del mattone

Le resistenze a compressione del mattone sono direttamente desumibili dalle prove effettuate.

In situ sono stati prelevati mattoni dai quali poi sono stati cappati in laboratorio provini, se possibile di dimensioni standard, sui quali effettuare i test.

Il valore medio della massa volumica ottenuto dalle prove è:

$$\gamma = 1620.70 \text{ kg/m}^3.$$

5.3.2.1. Caratterizzazione prove di flessione

Si riportano i risultati delle prove di compressione eseguite sui campioni di mattoni estratti;

per ottenere la resistenza a compressione normalizzata f_b , si moltiplica il valore di resistenza ottenuto per un opportuno fattore di forma:

Provino		Lungh	Largh	Altezza	Massa volumica	Carico di rottura	Resistenza	Fattore di forma	f_{bk}
Saggio	ID	[mm]	[mm]	[mm]	[kg/m ³]	[kN]	[MPa]	[-]	[MPa]
01	E01	275	133	50	1576	1503.0	41.09	0.55	22.60
02	E02	165	132	53	1566	628.0	28.83	0.70	20.18
03	E03	180	131	52	1574	712.3	30.21	0.75	22.65
04	E07	244	131	52	1574	1137.1	35.57	0.55	19.57
05	E21	270	130	54	1584	1714.9	48.86	0.55	26.87
06	E22	274	134	54	1569	1379.1	37.56	0.55	20.66

Tabella 5: Dati delle prove di compressione su campioni di mattone

Il valore della resistenza media a compressione del mattone può essere quindi assunto pari a:

$$f_{bc} = 22.09 \text{ MPa}$$

Su 2 campioni di mattoni è stata eseguita una prova di carico per la determinazione del modulo elastico del laterizio:

Provino		Lungh	Largh	Altezza	Massa volumica	Modulo Elastico
Saggio	ID	[mm]	[mm]	[mm]	[kg/m ³]	[MPa]
01	E01	275	133	50	1576	29087
02	E21	270	130	54	1584	26936

Tabella 6: Dati delle prove di per la determinazione del modulo elastico del laterizio

Il modulo elastico del mattone risulta:

$$E_b = 28000 \text{ MPa}$$

Sono state effettuate anche prove di compressioni su prismi di laterizio, ricavati dalle 20 carote di muratura prelevate. Di seguito i risultati delle prove di compressione sui suddetti prismi:

Provino		Lungh	Largh	Altezza	Massa volumica	Carico di rottura	Resistenza	Fattore di forma	f_{bk}
Saggio	ID	[mm]	[mm]	[mm]	[kg/m ³]	[kN]	[MPa]	[-]	[MPa]
01	C01	20	20	40	1556.25	8.40	21.117	1.00	21.12
02	C02	20	20	40	1612.50	6.20	15.582	1.00	15.58
03	C03	20	20	40	1718.75	13.50	33.668	1.00	33.67
04	C04	20	20	40	1681.25	6.30	15.872	1.00	15.87
05	C05	20	20	40	1793.75	7.80	19.410	1.00	19.41
06	C06	20	20	40	1756.25	9.20	22.875	1.00	22.88

Provino		Lungh	Largh	Altezza	Massa volumica	Carico di rottura	Resistenza	Fattore di forma	f_{bk}
Saggio	ID	[mm]	[mm]	[mm]	[kg/m ³]	[kN]	[MPa]	[-]	[MPa]
07	C07	20	20	40	1668.75	8.80	22.055	1.00	22.06
08	C08	20	20	40	1618.75	12.50	31.243	1.00	31.24
09	C09	20	20	40	1550.00	7.40	18.580	1.00	18.58
10	C10	20	20	40	1637.50	9.00	22.561	1.00	22.56
11	C11	20	20	40	1550.00	9.80	24.561	1.00	24.56
12	C12	20	20	40	1575.00	10.30	25.631	1.00	25.63
13	C13	20	20	40	1543.75	12.10	30.245	1.00	30.25
14	C14	20	20	40	1475.00	11.40	28.541	1.00	28.54
15	C15	20	20	40	1381.25	9.70	24.265	1.00	24.27
16	C16	20	20	40	1756.25	10.50	26.245	1.00	26.25
17	C17	20	20	40	1506.25	10.00	24.880	1.00	24.88
18	C18	20	20	40	1600.00	9.50	23.657	1.00	23.66
19	C19	20	20	40	1518.75	11.90	29.845	1.00	29.85
20	C20	20	20	40	1637.50	16.70	41.780	1.00	41.78

Tabella 7: *Dati delle prove di compressione su prismi di mattone*

Il valore della resistenza media a compressione del mattone può essere quindi assunto pari a:

$$f_{bc} = 25.13 \text{ MPa}$$

Mediando i valori ottenuti dalle due prove si ottiene:

$$f_{bc} = 23.61 \text{ MPa}$$

5.3.2.2. Caratterizzazione mediante prove di flessione

Sono state effettuate anche prove di flessione su 3 punti su prismi di laterizio, ricavati dalle 20 carote di muratura prelevate. Di seguito si riportano i valori di resistenza a trazione per flessione f_{bfm} che si sono registrati:

Provino		Lungh	Largh	Altezza	Massa volumica	f_{bfm}	f_{btm}
Saggio	ID	[mm]	[mm]	[mm]	[kg/m ³]	[MPa]	[MPa]
01	C01	20	20	40	1487.50	3.882	3.235
02	C02	20	20	40	1637.50	5.029	4.191
03	C03	20	20	40	1693.75	4.899	4.083
04	C04	20	20	40	1675.00	6.843	5.703
05	C05	20	20	40	1900.00	8.171	6.809
06	C06	20	20	40	1837.50	7.884	6.570
07	C07	20	20	40	1781.25	5.763	4.803
08	C08	20	20	40	1825.00	4.895	4.079
09	C09	20	20	40	1518.75	3.326	2.772
10	C10	20	20	40	1687.50	4.256	3.547
11	C11	20	20	40	1656.25	3.897	3.248
12	C12	20	20	40	1700.00	4.526	3.772
13	C13	20	20	40	1837.50	5.631	4.693
14	C14	20	20	40	1606.25	4.874	4.062
15	C15	20	20	40	1768.75	4.638	3.865
16	C16	20	20	40	1506.25	4.941	4.118
17	C17	20	20	40	1618.75	5.125	4.271
18	C18	20	20	40	1650.00	4.362	3.635
19	C19	20	20	40	1550.00	4.894	4.078
20	C20	20	20	40	1687.50	5.057	4.214

Tabella 8: Dati delle prove di trazione indiretta su carote di mattone

I valori evidenziati sono stati esclusi dal calcolo delle medie perché eccessivamente dispersi. Mediando i valori ottenuti, la resistenza a trazione del laterizio può essere quindi posta a:

$$f_{bt} = 3.92 \text{ MPa}$$

5.4. Proprietà medie sperimentali della muratura

Per quel che riguarda i parametri dei materiali medi di riferimento, si possono assumere le seguenti proprietà:

Malta:

lo spessore medio dei giunti di malta è varia da 10 a 15 mm; la resistenza a compressione f_{mc} vale circa 0.60 MPa e quella a trazione f_{mt} è circa un quarto di questa. Il modulo elastico della malta può essere fissato circa a 750÷1000 volte la resistenza a compressione.

Mattone:

lo spessore medio del mattone è circa 55 mm; la resistenza a compressione $f_{bc} = 23.61 \text{ MPa}$ e quella a trazione vale $f_{bt} = 3.92 \text{ MPa}$. Il modulo elastico del mattone, in genere, può essere fissato circa 350 volte la resistenza a compressione, ovvero a circa 8300 MPa; dalle prove è risultato essere pari a 28000 MPa. Si decide pertanto di considerare un modulo $E_b = 20000 \text{ MPa}$.

Utilizzando i dati sopra riportati, si determina il valore della resistenza a compressione della muratura mediante i criteri precedentemente descritti:

- Teoria della rottura fragile: considerando

$$h_b = 55 \text{ mm}$$

$$h_m = 12 \text{ mm}$$

$$E_b = 20000 \text{ MPa}$$

$$E_m = 600 \text{ MPa}$$

$$\Phi = \frac{\nu_m - \frac{E_m}{E_b} \cdot \nu_b}{1 - \nu_m + (1 - \nu_b) \cdot \frac{E_m}{E_b} \cdot \frac{h_m}{h_b}} = 0.327$$

$$f_k = \frac{1}{\frac{1}{f_{bc}} + \frac{k \cdot \Phi \cdot h_m}{h_b \cdot f_{bt}}} = 16.52 \text{ MPa}$$

In questo caso si considera la crisi per compressione - trazione del mattone.

- Teoria della rottura completamente plastica:

$$f_k = \frac{f_{bt} + \frac{h_m}{h_b} \cdot f_{mt}}{\frac{f_{bt}}{f_{bc}} + \frac{h_m}{h_b} \cdot \frac{f_{tm}}{f_{mc}}} \approx \frac{f_{bt} + \frac{h_m}{h_b} \cdot f_{mt}}{v_b + \frac{h_m}{h_b} \cdot v_m} = 25.58 \text{ MPa}$$

- NTC 2008: Dalla tabella C8A.2.1, dove la per muratura in mattoni pieni e malta di calce si deve avere:

$$f_k = 2.40 \div 4.00 \text{ MPa}$$

- Eurocodice 6: ponendo $k = 0.6$, $\alpha = 0.70$, $\beta = 0.30$ si ottiene:

$$f_k = k \cdot f_{bc}^\alpha \cdot f_{mc}^\beta = 4.71 \text{ MPa}$$

- Criterio di Bresler-Pister: dalla resistenza della malta f_{mc} e dal valore del rapporto tra compressione orizzontale e verticale Φ , si determina la resistenza della muratura a compressione

$$f_k = 1.30 \text{ MPa}$$

Trascurando i valori ottenuti con la teoria della rottura fragile e della rottura completamente elastica, e sulla base dei valori ottenuti si ricava una resistenza f_k pari a circa 3 MPa.

Tuttavia, dai riscontri emersi durante le indagini visive condotte, (sono emerse infatti zone in cui la malta risulta in alcuni tratti disgregata e caratterizzata da vuoti), si reputa opportuno ridurre il valore della resistenza caratteristica a compressione assumendo nei calcoli un valore di

$$f_k = 2.50 \text{ MPa}$$

- Criterio di Mohr-Coulomb:

$$\tau_u = \frac{1}{\frac{1}{f_k} + \frac{1}{f_{mt}}} = 0.14 \text{ MPa}$$

- NTC 2008: Dalla tabella C8A.2.1, dove la per muratura in mattoni pieni e malta di calce si deve avere:

$$f_{vk0} = 0.06 \div 0.092 \text{ MPa}$$

Mediando i valori ottenuti si ricava una resistenza:

$$f_{vk0} = \mathbf{0.12 \text{ MPa}}$$

- Moduli elastici:

$$E_k = \frac{h_b + h_m}{\frac{h_b}{E_b} + \frac{h_m}{E_m}} = 3573 \text{ MPa}$$

Il valore secante, utilizzato per le verifiche, può essere approssimato pari a

$$E_k = \mathbf{1800 \text{ MPa}}$$

Tale valore è compreso nell'intervallo riportato in tabella C8A.2.1, dove la Normativa riporta i valori di riferimento dei parametri meccanici per le varie tipologie di muratura.

$$G_k = c \cdot E_k = 720 \text{ MPa}$$

5.5. Riepilogo delle interpretazioni

Per gli elementi composti da murature in mattoni pieni e malta di calce sono state desunte le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica a compressione	$f_k = 2.50 \text{ MPa};$
- Resistenza caratteristica a taglio	$f_{vk0} = 0.12 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità secante	$E_k = 1800 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità tangenziale	$G_k = 720 \text{ MPa};$
- Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.15;$
- Peso specifico	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3.$

In base alle prove svolte si ritiene raggiunta una conoscenza accurata della struttura, per cui le resistenze assunte per le verifiche sono state calcolate assumendo un fattore di confidenza $FC = 1.0$ relativo al livello di conoscenza LC3; il coefficiente parziale di sicurezza è pari a $\gamma_M = 3$. Pertanto si ha:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{2.50}{3 \cdot 1.0} = 0.83 \text{ MPa}$$
$$f_{vd0} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{0.12}{3 \cdot 1.0} = 0.04 \text{ MPa}$$

6. Analisi dello stato di fatto

L'edificio in seguito agli eventi sismici registrati nella zona nel maggio 2012, ha subito danni evidenti alla struttura portante, ed è stato dichiarato inagibile (nei sub. 77-141-349) con ordinanza sindacale n. 283 del 21/06/2012.

Nei paragrafi successivi si riportano i risultati ottenuti dall'analisi dello stato di fatto al fine di evidenziare le vulnerabilità presenti nell'edificio e gli elementi principalmente sollecitati e non verificati sotto le azioni statiche e sismiche in accordo con le NTC 2008.

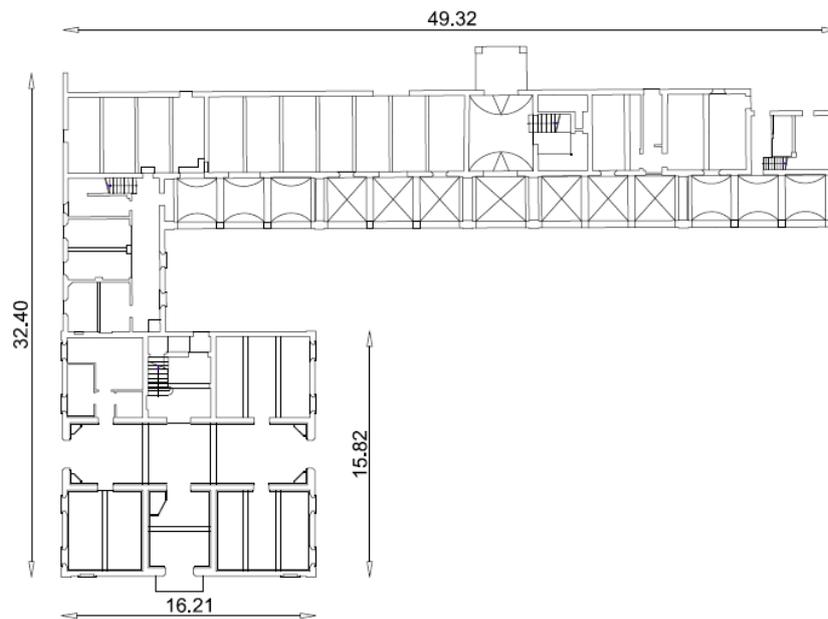


Figura 45: *Planimetria tipologica dell'edificio*

6.1. Proprietà dei materiali

Qui di seguito vengono riportate le caratteristiche meccaniche materiali adottati. Tali caratteristiche sono state implementate direttamente all'interno del programma di calcolo, dove per ogni elemento modellato è stata definita la geometria e le caratteristiche meccaniche.

6.1.1. Caratterizzazione della muratura

Le proprietà meccaniche degli elementi strutturali dell'edificio sono state assunte alla luce delle prove condotte in cantiere come sopra descritte

Si riassumono successivamente i valori utilizzati per le verifiche degli elementi resistenti a partire dai valori medi sotto riportati.

Per gli elementi composti da murature in mattoni pieni e malta di calce sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza media a compressione $f_k = 2.50 \text{ MPa}$;
- Resistenza media a taglio $f_{vk0} = 0.12 \text{ MPa}$;
- Modulo di elasticità secante $E_k = 1800 \text{ MPa}$;
- Modulo di elasticità tangenziale $G_k = 720 \text{ MPa}$;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.15$;
- Peso specifico $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$.

In base alle prove svolte si ritiene raggiunta una conoscenza adeguata della struttura, per cui le resistenze assunte per le verifiche sono state calcolate assumendo un fattore di confidenza $FC = 1.0$ relativo al livello di conoscenza LC3.

Per l'analisi, il coefficiente parziale di sicurezza è pari a $\gamma_M = 3$. Pertanto si ha:

$$\begin{aligned} f_d &= \frac{f_k}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{2.50}{3 \cdot 1.0} = 0.83 \text{ MPa} \\ f_{vd0} &= \frac{f_{vk0}}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{0.12}{3 \cdot 1.0} = 0.04 \text{ MPa} \end{aligned} \quad [6.1]$$

6.1.2. Caratterizzazione del legno

Nel definire le proprietà del legno, si è fatto riferimento alla specie “Abete Nord” (A/N) e ad una classe di servizio 2, che corrisponde ad un ambiente con temperatura di 20°C e un’umidità relativa dell’aria non superiore all’85%.

Sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche, tipiche di un legname di media qualità:

- Resistenza caratteristica a flessione $f_{mk} = 23 \text{ MPa};$
- Resistenza caratteristica a taglio $f_{vk} = 2.50 \text{ MPa};$
- Resistenza caratteristica a compressione parallela alle fibre $f_{c0k} = 20 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità $E_k = 10500 \text{ MPa};$
- Peso specifico $\gamma = 4.15 \text{ kN/m}^3.$

Per gli elementi in legno si ritiene raggiunta una conoscenza limitata, per cui le resistenze di progetto sono state ottenute assumendo un fattore di confidenza $FC = 1.35$ relativo al livello di conoscenza LC1; il coefficiente parziale di sicurezza è pari a $\gamma_M = 1.5$.

Il coefficiente correttivo k_{mod} tiene conto degli effetti della durata del carico e dell’umidità della struttura sulle caratteristiche meccaniche del legno. Nel caso di combinazione di carico comprendente azioni appartenenti a classi di durata differenti si adotta il valore di k_{mod} relativo all’azione di minor durata (il carico neve è stato valutato, in base al sito in esame, di media durata). Pertanto si ha:

$$\begin{aligned} f_{md} &= \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 23}{1.35 \cdot 1.5} = 9.09 \text{ MPa} \\ f_{vd} &= \frac{k_{mod} \cdot f_{vk}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 2.5}{1.35 \cdot 1.5} = 0.99 \text{ MPa} \\ f_{cd0} &= \frac{k_{mod} \cdot f_{ck0}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 20}{1.35 \cdot 1.5} = 7.90 \text{ MPa} \end{aligned} \quad [6.2]$$

Per quanto riguarda le verifiche di deformabilità, verrà valutata la deformabilità a lungo termine. I valori del modulo elastico dovranno essere opportunamente ridotti attraverso il fattore k_{def} ; per la classe di servizio 2 si ha:

$$E_{def} = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot E_k = \frac{1}{1 + 0.8} \cdot 10500 = 5833 \text{ MPa} \quad [6.3]$$

6.2. *Analisi dei carichi*

Nella fase del rilievo geometrico della struttura e durante le prove sperimentali in cantiere si è potuto osservare la presenza di tipologie costruttive aventi strutture e carichi agenti su di esse molto diversi.

Proprio l'impiego di tecniche e materiali differenti nelle varie zone dell'edificio, hanno permesso di poter affermare che l'edificio sia stato realizzato in più fasi distinte.

Tale variabilità è stata riscontrata prevalentemente nelle tecniche costruttive dei solai.

Si può affermare che il corpo centrale sia stato realizzato completamente in una sola fase, infatti i solai dei due impalcati presentano le stesse tipologie costruttive, mentre i carichi agenti su di essi variano solo per le destinazioni d'uso (abitazione e sottotetto) o per la presenza di muri divisorii.

Tutti i solai del corpo centrale sono stati realizzati mediante uno schema a doppia orditura e con tavolato al di sopra del quale troviamo il massetto e pavimento.

Nel sottotetto lo schema statico resta quello di solaio a doppia orditura con tavolato ma in questo ambiente, poiché non è stato reso abitabile, il massetto e pavimento sono assenti.

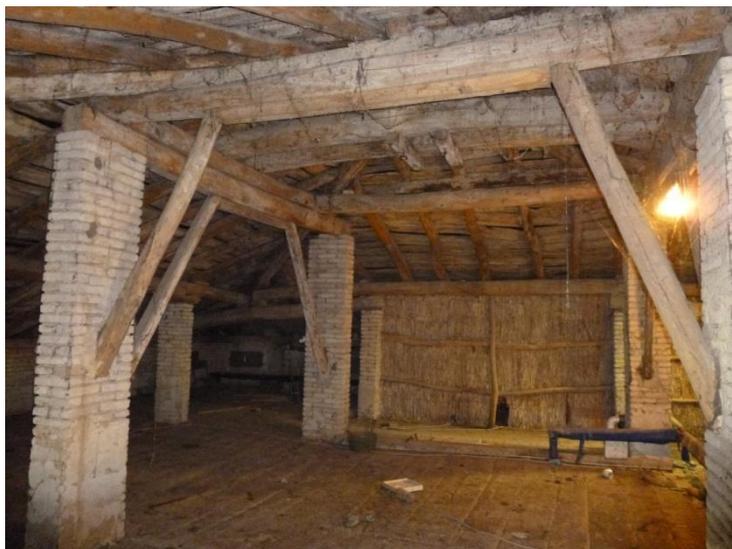


Figura 46: *Tavolato a vista nel sottotetto*

Sono stati osservati anche gli ammorsamenti tra i muri ortogonali ed è stato appurato che nel corpo centrale è presente un buon livello di ammorsamento.

Viceversa nel corpo laterale si sono riscontrate tipologie di solai molto diversi tra loro e il grado di ammorsamento risulta essere molto basso o addirittura inesistente in alcune pareti. .

In questi ambienti abbiamo solai a doppia orditura con tavolato, in altri solai il tavolato ligneo è stato sostituito con tavelle. Nella foto seguente la presenza delle tavelle la si può riconoscere immediatamente dall'interasse ridotto tra i travetti ($i=30$ cm)



Figura 47: *Particolare solaio a doppia orditura*



Figura 48: *Particolare del solaio con tavella*

In alcuni ambienti si ha un solo grado di orditura.



Figura 49: *Solaio a singola orditura*

Anche i carichi agenti sono molto diversi, poiché in alcuni ambienti il massetto e la pavimentazione sono assenti mentre in altri è stato costruito il nuovo massetto e pavimentazione su quello esistente.



Figura 50: *Solaio con vecchia e nuova pavimentazione*

Sulla base di tali osservazioni sono state eseguite l'analisi dei carichi distinguendo i vari solai per tipologia e tipo di carico agente su di essi.

6.2.1. Analisi dei carichi primo impalcato

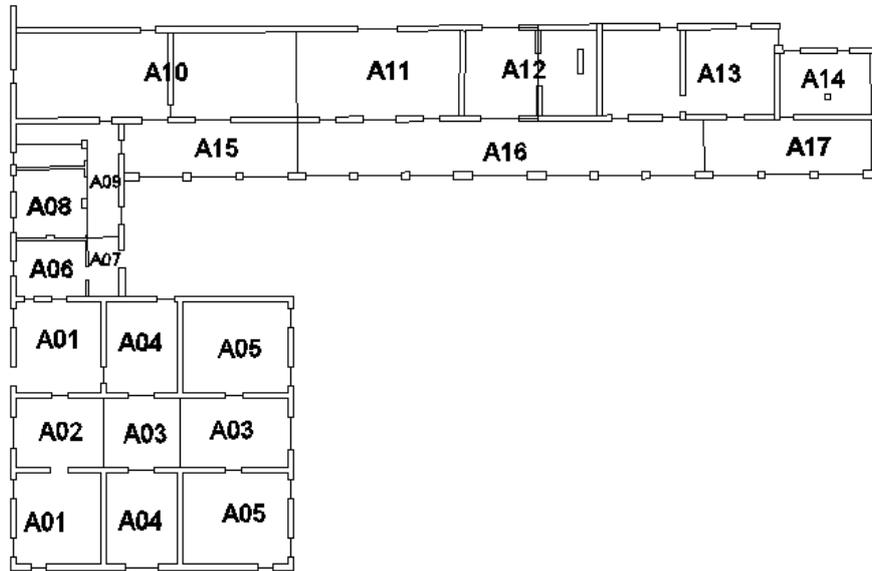


Figura 51: Nomenclatura dei solai del primo impalcato

Solaio A01

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5.0 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 50 cm)	0.14
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 23x23 cm)	0.13
		0.52
G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(graniglia di marmo, sp. 1.0 cm)	0.15
<i>Massetto</i>	(malta di calce, sp. 5.0 cm)	0.95
<i>Controsoffitto</i>	(cannicciato)	0.30
<i>Intonaco</i>	(sp. 1.0 cm)	0.20
		1.60
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A02

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5.0 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 3x8 cm, interasse 50 cm)	0.03
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 20x20 cm, interasse 0.80 m)	0.25
		<hr/>
		0.53

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(graniglia di marmo, sp. 1.0 cm)	0.15
<i>Massetto</i>	(malta di calce, sp. 5.0 cm)	0.95
<i>Incidenza tramezzi</i>		1.60
<i>Controsoffitto</i>	(cannicciato)	0.30
<i>Intonaco</i>	(sp. 1.0 cm)	0.20
		<hr/>
		3,20

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A03

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 3x8 cm, interasse 50 cm)	0.03
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 20x20 cm, interasse 0.80 m)	0.25
		<hr/>
		0.53

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(graniglia di marmo, sp. 1.0 cm)	0.15
<i>Massetto</i>	(malta di calce, sp. 5.0 cm)	0.95
<i>Controsoffitto</i>	(cannicciato)	0.30
<i>Intonaco</i>	(sp. 1.0 cm)	0.20
		<hr/>
		1.60

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A04

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 50 cm)	0.14
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 23x23 cm)	0.13
		<hr/>
		0.52

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(graniglia di marmo, sp. 1.0 cm)	0.15
<i>Massetto</i>	(malta di calce, sp. 5.0 cm)	0.95
<i>Controsoffitto</i>	(cannicciato)	0.30
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
		<hr/>
		1.60

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A05

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 50 cm)	0.14
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 23x23 cm, interasse 2 m)	0.13
		<hr/>
		0.52

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(graniglia di marmo, sp. 1.0 cm)	0.15
<i>Massetto</i>	(malta di calce, sp. 5.0 cm)	0.95
<i>Controsoffitto</i>	(cannicciato)	0.30
<i>Intonaco</i>	(sp. 1.0 cm)	0.20
		<hr/>
		1.60

Q_{k2}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A06

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x12 cm, interasse 30 cm)	0.20
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 20x20 cm)	0.13
		<hr/>
		0.33
G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento nuovo</i>	(cotto, sp. 1 cm)	0.18
<i>Massetto</i>	(malta di calce, sp. 7.0 cm)	1.33
<i>Pavimentazione vecchia</i>	(cotto, sp. 3 cm)	0.54
<i>Riempimento</i>	(malta di calce, sp. 4.0 cm)	0.76
<i>Intonaco</i>	(sp. 1.0 cm)	0.20
<i>Incidenza tramezzi</i>		1.60
<i>Tavella</i>	(cotto, sp. 2 cm)	0.34
		<hr/>
		4.95
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A07

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x12 cm, interasse 30 cm)	0.20
		<hr/>
		0.20
G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento nuovo</i>	(cotto, sp. 1 cm)	0.18
<i>Massetto</i>	(malta di calce, sp. 7.0 cm)	1.33
<i>Pavimentazione vecchia</i>	(cotto, sp. 3 cm)	0.54
<i>Riempimento</i>	(malta di calce, sp. 4.0 cm)	0.76
<i>Intonaco</i>	(sp. 1.0 cm)	0.20
<i>Incidenza tramezzi</i>		1.60
<i>Tavella</i>	(cotto, sp. 2 cm)	0.34
		<hr/>
		4.95
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A08

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x12 cm, interasse 30 cm)	0.20
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 25x20,interasse)	0.08
		<hr/>
		0.28
G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimentazione nuova</i>	(cotto sp. 3.0 cm)	0.54
<i>Riempimento</i>	(sp. 4.0 cm)	0.76
<i>Tavella</i>	(cotto sp. 2.0 cm)	0.34
<i>Incidenza tramezzi</i>		1.6
<i>Intonaco</i>	(sp. 1cm)	0.20
		<hr/>
		3.44
Q_{k2}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A09

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x12 cm, interasse 30 cm)	0.20
		<hr/>
		0.20
G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimentazione nuova</i>	(cotto sp. 3.0 cm)	0.54
<i>Riempimento</i>	(sp. 4.0 cm)	0.76
<i>Tavella</i>	(cotto sp. 2.0 cm)	0.34
<i>Incidenza tramezzi</i>		1.6
<i>Intonaco</i>	(sp. 1cm)	0.20
		<hr/>
		3.44
Q_{k2}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A10

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5.0 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 9x10 cm, interasse 75 cm)	0.06
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 23x23, interasse)	0.12
		<hr/>
		0.43

G_{2k}		kN/m^2
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
<i>Incidenza tramezzi</i>		1.60
		<hr/>
		1.80

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A11

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 9x10, interasse 30 cm)	0.15
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 30x23, interasse 2,30 m)	0.15
		<hr/>
		0.30

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(cotto, sp. 1.0 cm)	0.18
<i>Riempimento</i>	(sp. 5 cm)	0.95
<i>Tavelle</i>	(sp. 2 cm)	0.34
<i>Incidenza tramezzi</i>		1.6
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
		<hr/>
		3.27

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A12

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 9x10, interasse 30 cm)	0.15
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 30x23,interasse 2,30 m)	0.15
		<hr/>
		0.30

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(cotto, sp. 1.0 cm)	0.18
<i>Riempimento</i>	(sp. 5 cm)	0.95
<i>Tavelle</i>	(sp. 2 cm)	0.34
<i>Incidenza tramezzi</i>		1.6
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
		<hr/>
		3.27

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A13

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 9x10, interasse 30 cm)	0.15
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 30x23,interasse 2,30 m)	0.15
		<hr/>
		0.30

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(cotto, sp. 1.0 cm)	0.18
<i>Riempimento</i>	(sp. 5 cm)	0.95
<i>Tavelle</i>	(sp. 2 cm)	0.34
<i>Incidenza tramezzi</i>		1.6
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
		<hr/>
		3.27

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A14

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 9x10, interasse 30 cm)	0.15
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 30x23, interasse 2,30 m)	0.15
		<hr/>
		0.30

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(cotto, sp. 1.0 cm)	0.18
<i>Riempimento</i>	(sp. 5 cm)	0.95
<i>Tavelle</i>	(sp. 2 cm)	0.34
<i>Incidenza tramezzi</i>		1.6
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
		<hr/>
		3.27

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A15

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio volta</i>		0.90
		<hr/>
		0.90

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(cotto, sp. 1.0 cm)	0.18
<i>Riempimento</i>	(spessore variabile)	4.90
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
		<hr/>
		5.28

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A16

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio volta a crociera</i>	(muratura)	0.90
		0.90
G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimentazione nuova</i>	(cotto sp. 1.0 cm)	0.18
<i>Riempimento</i>	(sp. variabile)	5.17
<i>Incidenza tramezzi</i>		1.6
<i>Intonaco</i>	(sp. 1cm)	0.20
		<hr/>
		7.15
Q_{k2}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A17

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio volta</i>		0.90
		<hr/>
		0.90
G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(cotto, sp. 1.0 cm)	0.18
<i>Riempimento</i>	(spessore variabile)	4.90
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
		<hr/>
		5.28
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

6.2.2. Analisi dei carichi impalcato del sottotetto

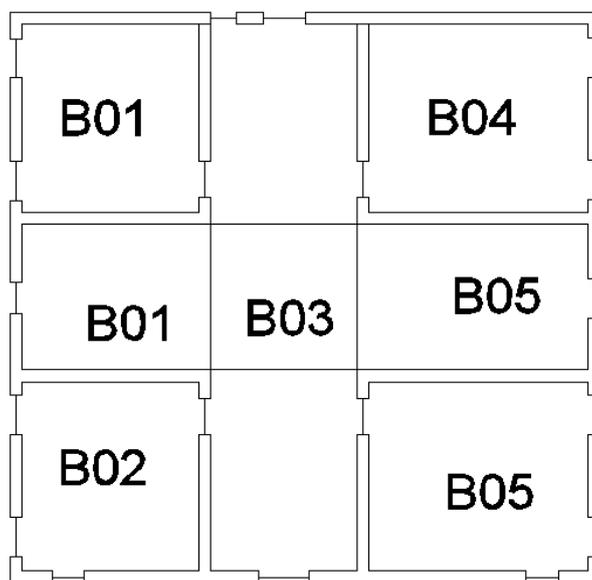


Figura 52: Nomenclatura del sottotetto

Solaio B01

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 0.50 cm)	0.14
<i>Peso proprio travi</i>	(legno, sezione 25x25 cm)	0.15
		0.54
G_{2k}		kN/m^2
<i>Incidenza tramezzi</i>		1.60
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
		1.80
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	1.00

Solaio B02

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 50 cm)	0.14
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 25x25 cm)	0.15
		<hr/>
		0.54
G_{2k}		kN/m^2
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
		<hr/>
		0.20
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	1.00

Solaio B03

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 50 cm)	0.14
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 25x25 cm)	0.15
		<hr/>
		0.54
G_{2k}		kN/m^2
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
		<hr/>
		0.20
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	1.00

Solaio B04

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 50 cm)	0.14
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 25x25 cm)	0.15
		<hr/>
		0.54
G_{2k}		kN/m^2
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
		<hr/>
		0.20
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	1.00

Solaio B05

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 50 cm)	0.14
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 25x25 cm)	0.15
		<hr/>
		0.54
G_{2k}		kN/m^2
<i>Perlina</i>	(sp. 20 mm)	0.12
		<hr/>
		0.12
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

6.2.3. Analisi dei carichi copertura

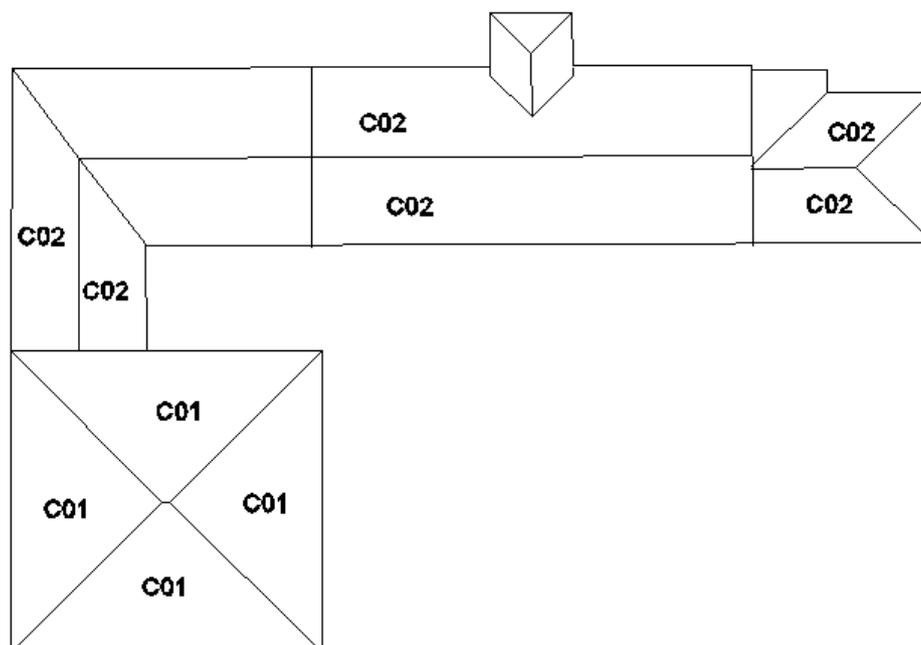


Figura 53: Nomenclatura dei coperture

Solaio C01

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 15x15 cm, interasse 70 cm)	0.23
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 20x20 cm)	0.10
		0.58
G_{2k}		kN/m^2
<i>Coppi</i>		0.80
		0.80
Q_{k3}		kN/m^2
<i>Neve</i>		0.80

Solaio C02

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 5 cm)	0.25
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 15x15 cm, interasse 50 cm)	0.23
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 20x20 cm, interasse 2.50 cm)	0.10
		<hr/>
		0.58
 G_{2k}		 kN/m^2
<i>Coppi</i>		0.80
<i>Controsoffitto</i>	(cannicciato)	0.30
<i>Intonaco</i>	(sp. 1 cm)	0.20
		<hr/>
		1.30
 Q_{k3}		 kN/m^2
<i>Neve</i>		0.80

6.3. Azioni sulla struttura

6.3.1. Azione della neve

L'azione della neve è stata ricavata secondo quanto indicato al §3.4 delle NTC 2008. Quale che siano le condizioni di clima e di esposizione, il carico neve sulla struttura è definito dalla seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad [6.4]$$

Il valore caratteristico del carico neve al suolo q_{sk} è legato alle condizioni locali di clima e di esposizione; tale carico non deve essere inferiore a quello indicato in Normativa, associato ad un periodo di ritorno T_R pari a 50 anni.

La città di Cento ha un'altitudine $a_s = 15 \text{ m s.l.m.}$ e ricade nelle *Zona II*, per cui il valore caratteristico del carico neve al suolo è pari a

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione C_E dipende dalle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Si considera una classe di topografia *Normale*, in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione da parte del vento; Si ha pertanto

$$C_E = 1$$

Il coefficiente termico C_t tiene in considerazione della riduzione del carico neve prodotto dallo scioglimento della stessa per perdita di calore della costruzione. Nel caso in esame tale effetto viene trascurato:

$$C_t = 1$$

Il coefficiente di forma μ_1 tiene in conto della forma della copertura:

$$\mu_1 = 0.8$$

Si ottiene un carico neve pari a:

$$q_s = \mu_2 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

6.3.2. Azione sismica

L'azione sismica è stata modellata attraverso l'utilizzo dello spettro elastico di riferimento atteso in superficie secondo quanto indicato al §3.2.3.2 delle NTC 2008. Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale dell'azione sismica è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_O} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] && \text{per} \\ 0 \leq T < T_B &&& \\ S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O && \text{per } T_B \leq \\ T < T_C &&& \\ S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) && \text{per } T_C \leq \quad [6.5] \\ T < T_D &&& \\ S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) && \text{per} \\ T \geq T_D &&& \end{aligned}$$

Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti indipendenti (chiamate X e Y), caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

6.3.2.1. Spettro di progetto per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita

Ai fini della determinazione dello spettro di progetto dell'azione sismica, vengono definiti i seguenti parametri, che sono stati inseriti nel foglio di calcolo "Spettri NTC ver. 1.0.3", del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:

- Indicazione geografica del sito della costruzione:

lat.: 44,7633° N

long.: 11,3184 ° E

- Vita nominale della costruzione: $V_n=50$ anni.

- Classe d'uso II, a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_u=1.0$

- Categoria di sottosuolo: C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti".

Dai dati riportati sopra consegue che:

- Il periodo di riferimento è $V_R = V_N \cdot C_u = 50$ anni
- In relazione allo Stato limite Ultimo di salvaguardia della Vita (SLV), il periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica è di 475 anni.
- La probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R per lo stato limite considerato è pari al 10%.

Sulla base di quanto stabilito, si ottengono i parametri riportati in Tabella.

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.157 g
F_0	2.591
T_C^*	0.273 s
S_s	1.456
C_c	1.612
S_T	1.000
q	2.250

Parametri dipendenti	
S	1.456
η	0.444
T_B	0.147 s
T_C	0.440 s
T_D	2.228 s

Tabella 9: Parametri per la definizione dello spettro di progetto in direzione orizzontale.

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, la normativa vigente propone di assumere un coefficiente di struttura $q=2.25$ per la tipologia strutturale analizzata.

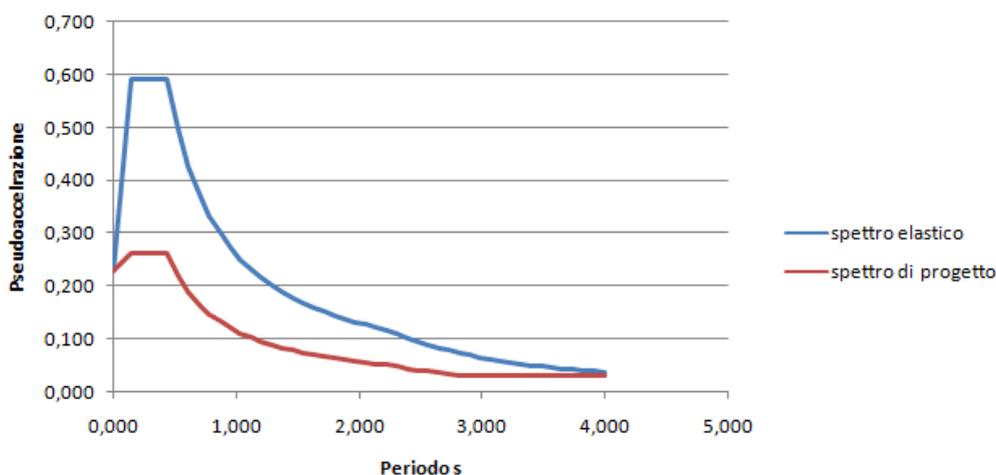


Figura 54: Spettri di risposta elastico e di progetto delle componenti orizzontali per lo SLV

La determinazione della domanda sismica per il sistema in esame, ovvero la domanda di spostamento richiesta dalla Normativa è data dallo spettro elastico in termini di spostamento. Questo si ricava dallo spettro elastico in termini di accelerazione, attraverso l'espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 \quad [5.6]$$

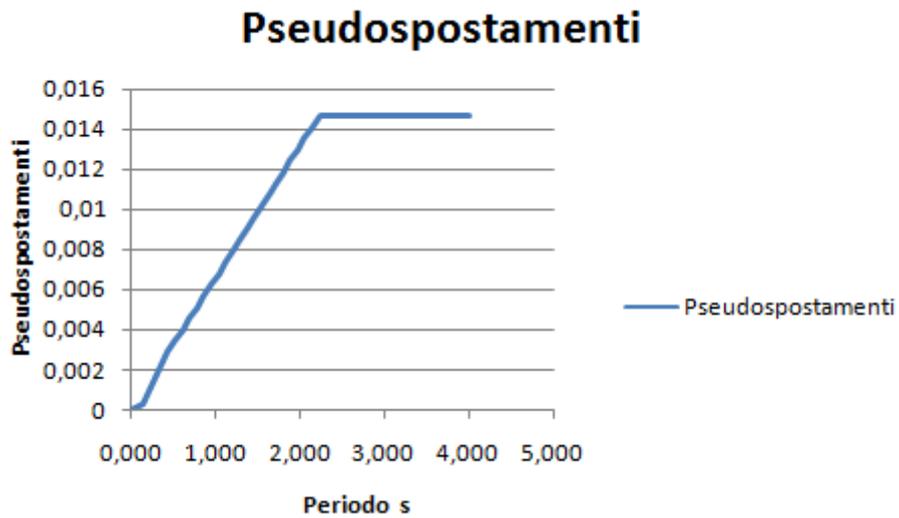


Figura 55: Spettri di risposta elastico delle componenti orizzontali per lo SLV in termini di spostamento

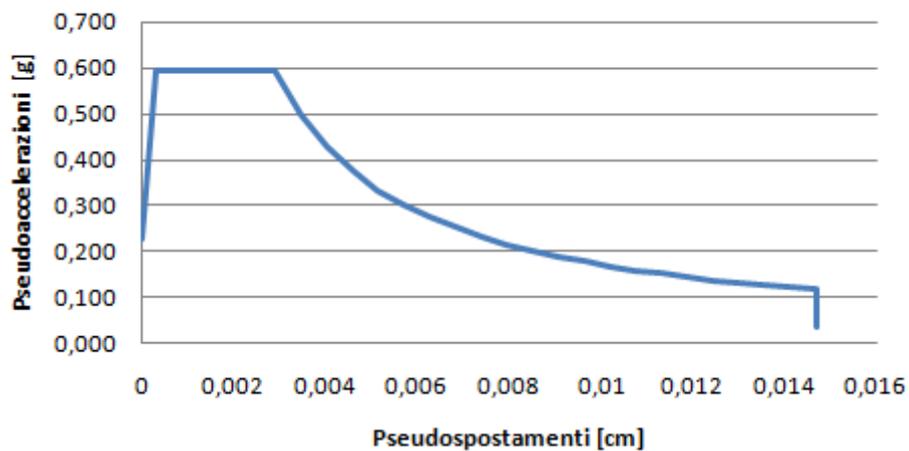


Figura 56: Spettri di risposta elastico delle componenti orizzontali per lo SLV in termini di spostamento

6.3.3. Combinazione delle azioni

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico (§2.5.3):

Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}) \quad [6.7]$$

dove i coefficienti parziali valgono:

$$\gamma_{G1} = 1.3 \text{ (carichi permanenti strutturali)}$$

$$\gamma_{G2} = 1.5 \text{ (carichi permanenti non strutturali)}$$

$$\gamma_{Qj} = 1.5 \text{ (carichi variabili)}$$

e i coefficienti di combinazione valgono:

$$\psi_{01} = 0.7 \text{ (categoria A - ambienti ad uso residenziale)}$$

$$\psi_{02} = 0.0 \text{ (categoria H - coperture)}$$

$$\psi_{03} = 0.5 \text{ (neve a quota } \leq 1000 \text{ m s.l.m.)}$$

Combinazione sismica:

$$G_{1k} + G_{2k} + E + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{kj}) \quad [6.8]$$

ove i coefficienti di combinazione valgono:

$$\psi_{21} = 0.3 \text{ (categoria A - ambienti ad uso residenziale)}$$

$$\psi_{22} = 0.0 \text{ (categoria H - coperture)}$$

$$\psi_{23} = 0.0 \text{ (neve a quota } \leq 1000 \text{ m s.l.m.)}$$

Gli effetti dell'azione sismica E sono valutati attraverso un'analisi modale a spettro di risposta tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_{1k} + G_{2k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{kj}) \quad [6.9]$$

Combinazione quasi permanente per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

$$G_{1k} + G_{2k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{kj}) \quad [6.10]$$

6.4. Modello strutturale

6.4.1. Descrizione della modellazione

L'analisi dell'edificio è stata effettuata mediante la realizzazione di un modello matematico basato sulla teoria FME (*Frame by Macro-Elements*). Attraverso l'utilizzo di un codice di calcolo commerciale (3Muri, versione 5.5.208) è stato definito un modello tridimensionale completo.

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

Il modello di riferimento è quello a telaio equivalente tridimensionale in cui le pareti costituiscono gli elementi resistenti nei riguardi sia dei carichi verticali che dei carichi orizzontali; gli orizzontamenti invece riportano alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e ripartiscono le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza in funzione della loro rigidità nel piano.

Nello specifico, la **parete** potrà essere adeguatamente schematizzata come telaio, in cui vengono assemblati gli elementi resistenti (*maschi e fasce*) ed i nodi rigidi. Divisa la parete in tratti verticali, corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono determinate le porzioni di muratura in cui si concentrano le deformabilità e il danneggiamento (maschi murari e fasce di piano) e vengono modellate con macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi dei pannelli murari, a 2 nodi aventi 3 gradi di libertà per nodo (u_x, u_z, φ_y), e 2 gradi di libertà aggiuntivi interni.

Ogni elemento strutturale viene quindi schematizzato nel telaio equivalente con un elemento monodimensionale non lineare con le seguenti caratteristiche:

- rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- comportamento bilineare con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori di stato limite ultimo;
- redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- degradazione della rigidezza nel ramo elastico;
- controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo di piano;
- eliminazione dell'elemento al raggiungimento del proprio stato limite ultimo senza interruzione dell'analisi.

Il comportamento elastico di questo elemento è governato dalla seguente matrice:

$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{l^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ}{l^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 \\ \frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{l(1+\psi)} & -\frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{l(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ}{l^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & \frac{12EJ}{l^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 \\ \frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{l(1+\psi)} & -\frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{l(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix} \quad [6.11]$$

$$\psi = 24(1+\nu) \chi \left(\frac{r_i}{l} \right)^2 = 24 \left(1 + \frac{E-2G}{2G} \right) 1.2 \frac{b^2}{12l^2} = 1.2 \frac{E}{G} \frac{b^2}{l^2}$$

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo tra:

- resistenza a pressoflessione;
- resistenza a taglio-scorrimento;
- resistenza a taglio-fessurazione diagonale.

Travi e pilastri vengono inseriti come elementi trave non lineare a 6 gradi di libertà con resistenza limitata e comportamento elastico-perfettamente plastico. Per ciascun elemento il comportamento elastico lineare è determinato dalla rigidezza a taglio e flessione, ricavate dalle proprietà meccaniche (modulo elastico di Young E e modulo a taglio G) e dalle proprietà geometriche. Tali fattori vengono determinati facendo riferimento alla sola sezione in calcestruzzo e tenendo conto della riduzione di rigidezza dovuta alla fessurazione. I differenti contributi sono opportunamente assemblati nella matrice di rigidezza del singolo elemento in maniera analoga a quanto visto per l'elemento parete.

I limiti di resistenza, relativi ai meccanismi di rottura considerati, coincidono con il valore ultimo, trascurando fenomeni di incrudimento.

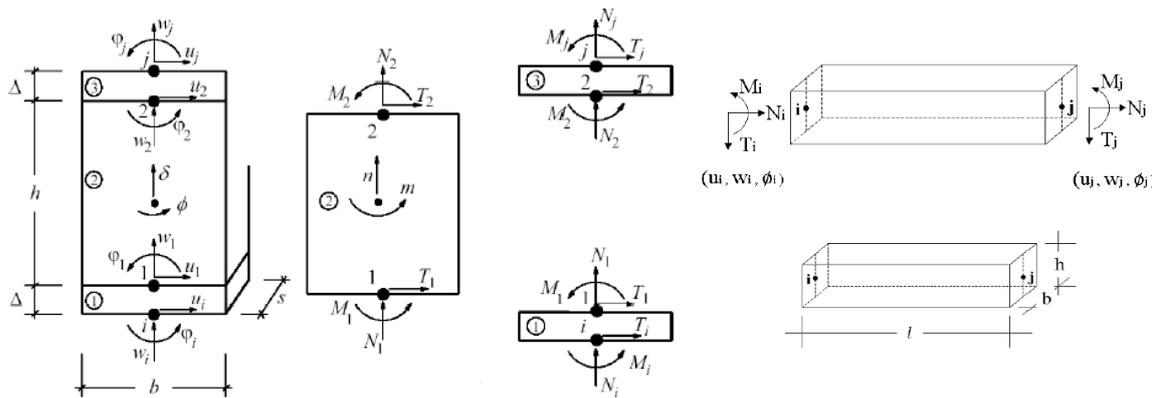


Figura 57: Macroelemento muratura ed elemento trave/pilastro

Le restanti porzioni di parete vengono considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi.

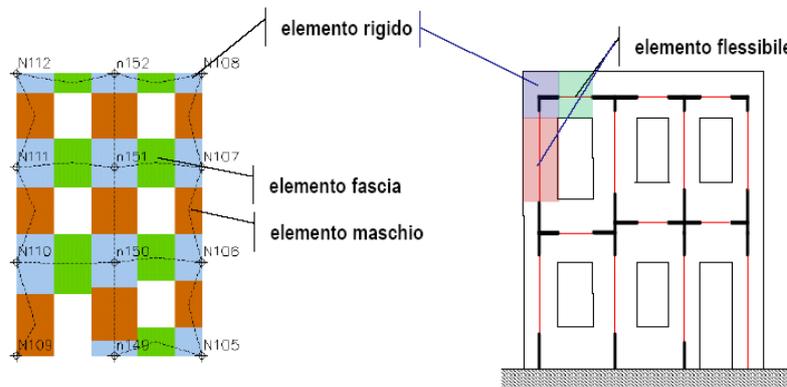


Figura 58: Schematizzazione della parete

Durante l'assemblaggio della parete si considereranno le eventuali eccentricità fra i nodi del modello e gli estremi dei macroelementi.

Gli **orizzontamenti** (*solai, volte, coperture*) negli edifici svolgono un ruolo fondamentale durante l'evento sismico. Ad essi è generalmente affidato il compito di ridistribuire le forze di inerzia indotte dal sisma sugli elementi verticali e di assicurare che gli elementi resistenti collaborino nel sopportare l'azione orizzontale. Per fare questo un solaio deve avere adeguata resistenza e rigidezza. Una sufficiente rigidezza nel piano dei solai, tale da permettere loro di comportarsi da diaframmi rigidi, è generalmente auspicabile in quanto permette di ridistribuire le forze orizzontali proporzionalmente alle rigidezze degli elementi verticali e di utilizzare ipotesi semplificative nella modellazione.

Nel caso in oggetto i solai vengono modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a 3 nodi, con 2 gradi di libertà per nodo (u_x, u_z), connessi ai nodi tridimensionali del modello; sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, identificato mediante una direzione di orditura e caratterizzati dai moduli elastici E_1 e E_2 rispettivamente secondo la direzioni di orditura e quella ortogonale, che rappresentano il grado di collegamento che il solaio esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete e dal modulo di elasticità tangenziale $G_{2,1}$ dal quale dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti; non viene definita nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma

Assemblando strutture piane (pareti e orizzontamenti), il modello dell'edificio viene così ad assumere globalmente masse e rigidezze su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto, localmente, dei soli gradi di libertà nel piano.

I nodi di connessione appartenenti ad una sola parete mantengono i propri gradi di libertà nel piano nel riferimento locale (**nodi 2D**: u_x, u_z, φ_y), mentre i nodi che appartengono a più pareti (localizzati nelle incidenze di queste ultime) dispongono necessariamente di gradi di libertà nel riferimento globale (**nodi 3D**: $u_x, u_y, u_z, \varphi_x, \varphi_y$).

Nei riguardi delle azioni orizzontali, la modellazione adottata trascura il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano. I meccanismi fuori dal piano non sono quindi modellati, in quanto si tratta di fenomeni legati alla risposta locale delle singole pareti, mentre il lo scopo del modello è offrire un'analisi del comportamento globale del fabbricato. I meccanismi fuori dal piano vengono comunque verificati a posteriori mediante analisi locali.

A ciascun elemento verranno assegnate le caratteristiche geometriche e meccaniche corrispondenti i rispettivi materiali rilevati in situ.

Nelle figure sottostanti si riportano delle viste globali e delle sezioni del modello descritto.

Ai fini dell'analisi sismica della struttura, è stata condotta un'analisi statica non lineare (pushover), secondo le modalità previste dalla Normativa.

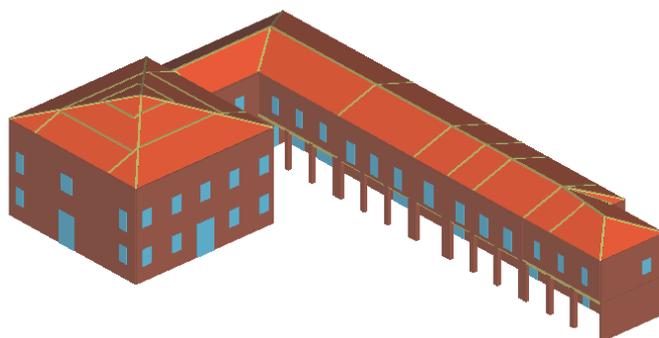


Figura 59: *Modello strutturale: viste tridimensionali globali*

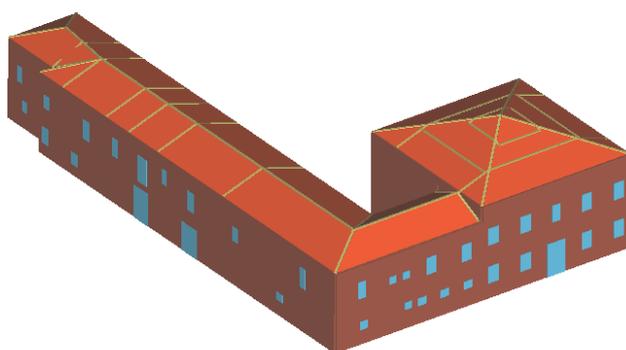


Figura 60: *Modello strutturale: viste tridimensionali globali*

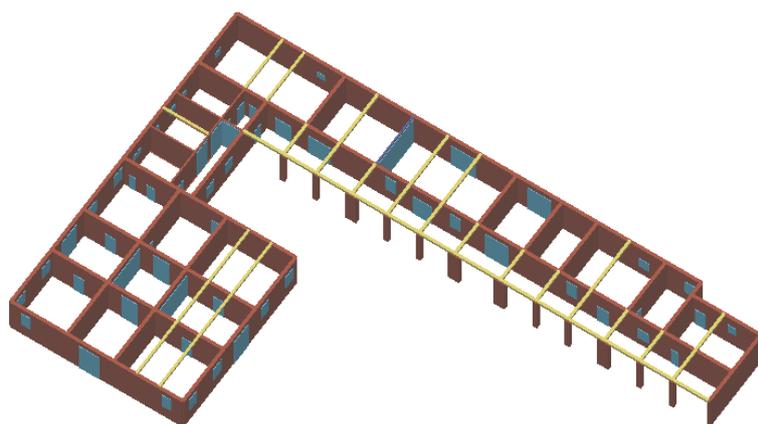


Figura 61: *Modello strutturale: viste tridimensionali globali primo livello*

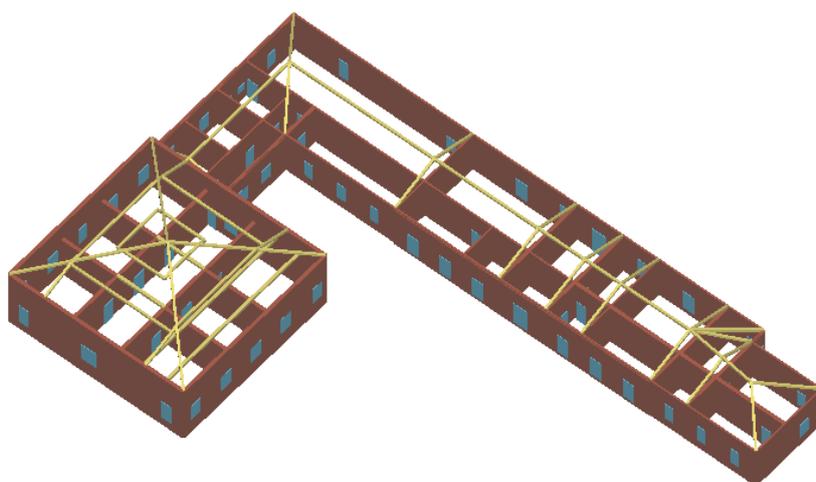


Figura 62: *Modello strutturale: viste tridimensionali globali secondo livello*

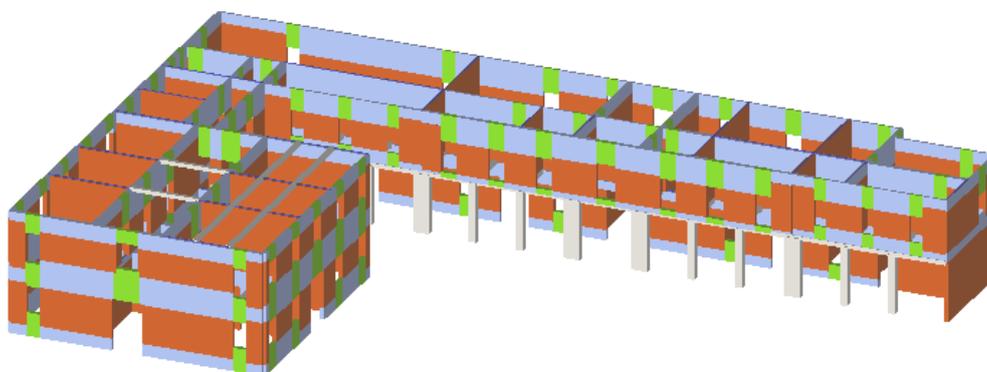


Figura 63: *Modello strutturale: viste tridimensionali globali della mesh strutturale*

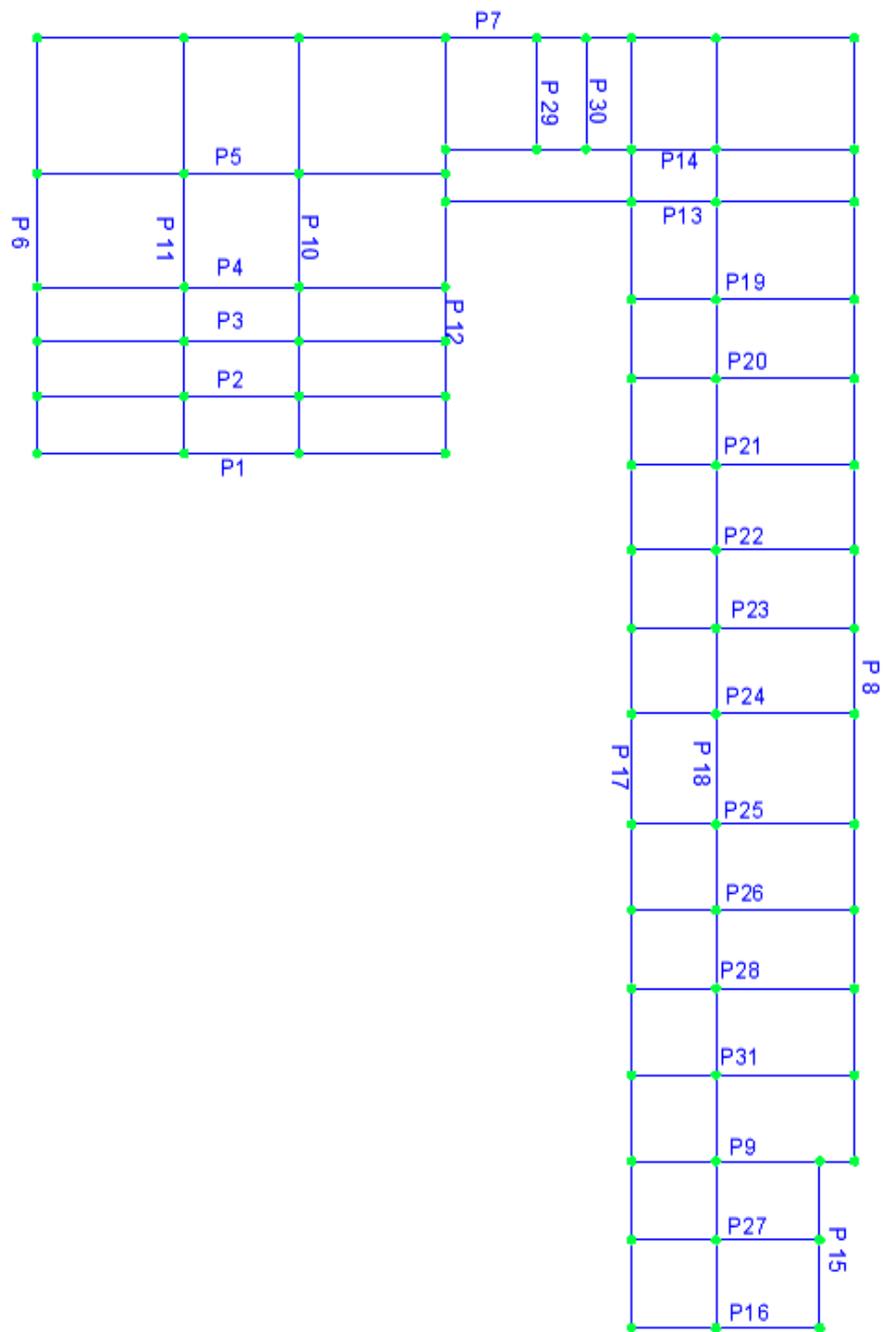


Figura 64: *Pareti considerate*

6.5. Analisi modale

Al fine di analizzare il comportamento dinamico della struttura, è stata condotta un'analisi dinamica modale. L'assenza di orizzontamenti rigidi non rende agevole la mobilitazione di una percentuale accettabile di massa. Considerando i primi 50 modi di vibrazione, è possibile eccitare il 94,42% della massa lungo la direzione X, il 95,92% della massa lungo la direzione Y e il 25,61% in direzione Z. Si riportano in seguito la lista dei modi di vibrare desunti dall'analisi con il rispettivo periodo proprio e massa modale attivata.

Modo	T [s]	m _x [kg]	M _x [%]	m _y [kg]	M _y [%]	m _z [kg]	M _z [%]
1	0,72418	9	0	147.986	11,42	0	0
2	0,63939	0	0	64.230	4,96	0	0
3	0,56653	0	0	45.780	3,53	0	0
4	0,27139	0	0	38.630	2,98	3	0
5	0,25028	44	0	10.497	0,81	2	0
6	0,23863	40	0	30.827	2,38	2	0
7	0,1979	255.722	19,74	145	0,01	12	0
8	0,1802	56	0	32.139	2,48	0	0
9	0,15146	123	0,01	105.322	8,13	260	0,02
10	0,14754	6	0	208.761	16,11	6	0
11	0,13058	15	0	113.469	8,76	683	0,05
12	0,12375	26	0	29.717	2,29	158	0,01
13	0,12322	568	0,04	17.493	1,35	32	0
14	0,11051	326.690	25,22	78	0,01	21	0
15	0,10987	2.721	0,21	1.208	0,09	5	0
16	0,10939	131.104	10,12	386	0,03	193	0,01
17	0,09719	2.616	0,2	27.796	2,15	429	0,03
18	0,09276	11	0	44.104	3,4	0	0
19	0,09141	144	0,01	68.523	5,29	0	0
20	0,08658	754	0,06	57.375	4,43	8	0
21	0,08221	312.450	24,12	69	0,01	0	0
22	0,07705	1.265	0,1	95.416	7,36	38	0
23	0,07689	1.095	0,08	9.466	0,73	36	0
24	0,07679	232	0,02	32.686	2,52	1	0
25	0,07654	631	0,05	7.879	0,61	189	0,01
26	0,06898	7.509	0,58	393	0,03	6.165	0,48
27	0,06784	127.146	9,81	8	0	0	0
28	0,06688	4.093	0,32	12.781	0,99	28	0

Modo	T [s]	m _x [kg]	M _x [%]	m _y [kg]	M _y [%]	m _z [kg]	M _z [%]
29	0,05952	134	0,01	12.291	0,95	44.507	3,44
30	0,05619	97	0,01	4.363	0,34	4.608	0,36
31	0,05311	743	0,06	1.998	0,15	14.504	1,12
32	0,05272	1.568	0,12	825	0,06	1.483	0,11
33	0,0516	121	0,01	44	0	13.414	1,04
34	0,05151	116	0,01	2.407	0,19	379	0,03
35	0,05096	40	0	142	0,01	57.513	4,44
36	0,05082	53	0	3.597	0,28	8	0
37	0,04862	6.258	0,48	2.045	0,16	1.756	0,14
38	0,04788	41	0	133	0,01	7.637	0,59
39	0,04762	5.950	0,46	627	0,05	2.691	0,21
40	0,04757	13.431	1,04	326	0,03	1.032	0,08
41	0,04729	3.612	0,28	24	0	9.060	0,7
42	0,04639	403	0,03	583	0,04	28.037	2,16
43	0,04592	6.376	0,49	35	0	229	0,02
44	0,04538	660	0,05	1.400	0,11	31.493	2,43
45	0,04527	80	0,01	65	0	3.154	0,24
46	0,04473	2.715	0,21	44	0	127	0,01
47	0,04411	505	0,04	6.860	0,53	2	0
48	0,04398	234	0,02	1.557	0,12	27.106	2,09
49	0,04382	4.282	0,33	998	0,08	580	0,04
50	0,04286	964	0,07	0	0	74.546	5,75

Tabella 10: Masse e periodi dei modi di vibrare

7. Analisi statiche stato di fatto

7.1. Verifica dei maschi murari

Per ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore) vengono eseguite le seguenti verifiche.

a) Snellezza della muratura (§4.5.4)

I fenomeni del 2° ordine possono essere controllati mediante la snellezza convenzionale della parete, definita dal rapporto

$$\lambda = \frac{h_0}{t} \quad [7.1]$$

t : spessore del muro

f_y : resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale

h : altezza della parete

h_0 : lunghezza libera di inflessione della parete

$$h_0 = \rho \cdot h \quad [7.2]$$

h/a	ρ
$h/a \leq 0.5$	1
$0.5 < h/a \leq 1.0$	$1.5 - h/a$
$h/a > 1$	$1/[1 + (h/a)^2]$

Tabella 11: Fattore laterale di vincolo

La verifica risulta soddisfatta se è verificata la condizione:

$$\lambda \leq 20 \quad [7.3]$$

Nelle tabelle seguenti si riportano esclusivamente le sezioni e i relativi fattori di sicurezza delle verifiche non soddisfatte.

Parete	Maschio	ho	t	ho/t	Verifica
		[cm]	[cm]		
8	136	398	15	26,533	NO
8	137	398	15	26,533	NO
8	142	398	15	26,533	NO
8	143	398	15	26,533	NO
8	144	398	15	26,533	NO
8	141	398	15	26,533	NO
8	138	398	15	26,533	NO
8	139	398	15	26,533	NO
8	140	398	15	26,533	NO
14	202	376	15	25,067	NO
14	203	376	15	25,067	NO
14	200	376	15	25,067	NO
14	201	376	15	25,067	NO
14	206	398	15	26,533	NO
14	207	398	15	26,533	NO
14	204	398	15	26,533	NO
14	205	398	15	26,533	NO
14	198	376	15	25,067	NO
14	199	376	15	25,067	NO
15	213	398	15	26,533	NO
15	214	398	15	26,533	NO
16	217	398	15	26,533	NO
16	218	398	15	26,533	NO
17	248	398	15	26,533	NO
17	247	398	15	26,533	NO
17	249	398	15	26,533	NO
17	250	398	15	26,533	NO
17	246	376	15	25,067	NO
17	245	376	15	25,067	NO
17	259	398	15	26,533	NO
17	260	398	15	26,533	NO
17	262	398	15	26,533	NO
17	261	398	15	26,533	NO
18	288	398	15	26,533	NO
18	293	398	15	26,533	NO
18	290	398	15	26,533	NO
18	289	398	15	26,533	NO
18	292	398	15	26,533	NO

Parete	Maschio	ho	t	ho/t	Verifica
		[cm]	[cm]		
18	291	398	15	26,533	NO
21	302	376	15	25,067	NO
21	301	376	15	25,067	NO
21	300	398	15	26,533	NO
23	303	398	15	26,533	NO
26	315	398	15	26,533	NO
29	317	398	15	26,533	NO
29	316	376	15	25,067	NO

Tabella 12: Maschi con snellezze superiori al limite.

b) Eccentricità dei carichi (§4.5.6.2)

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute a differenti contributi, opportunamente combinati tra loro.

- Eccentricità totale dei carichi verticali:

$$e_s = e_{s1} + e_{s2} \quad [7.4]$$

$$e_{s1} = \frac{N_1 \cdot d_1}{N_1 + \sum N_2} \quad e_{s2} = \frac{N_2 \cdot d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad [7.5]$$

e_{s1} : eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare

e_{s2} : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai sovrastanti la sezione di verifica

N_1 : carico trasmesso dal muro sovrastante

N_2 : reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare

d_1 : eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare

d_2 : eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare

- Eccentricità dovuta alle tolleranze di esecuzione:

$$e_a = \frac{h}{200} \quad [7.6]$$

- Eccentricità dovuta alle azioni orizzontali:

$$e_v = \frac{M_V}{N} \quad [7.7]$$

M_V : massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali

N : sforzo normale nella relativa sezione di verifica

La verifica risulta soddisfatta se si verificano entrambe le condizioni:

$$\begin{aligned} \text{sezioni di estremità} \quad e_1 &= |e_s| + e_a \leq 0.33 \cdot t \\ \text{sezione di massimo momento} \quad e_2 &= \frac{e_1}{2} + |e_v| \leq 0.33 \cdot t \end{aligned} \quad [7.8]$$

Nel presente modello tale verifica risulta soddisfatta per ogni maschio

c) Pressoflessione (§4.5.6.2)

La resistenza a pressoflessione, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete, può essere ricavata attraverso

$$f_{d,rid} = \Phi \cdot f_d \quad [7.9]$$

Dove Φ è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, dipendente dalla snellezza convenzionale λ della parete in esame e dal coefficiente di eccentricità

$$m = 6 \cdot \frac{e}{t} \quad [7.10]$$

Con l'ipotesi di articolazione a cerniera i valori del coefficiente di riduzione sono raccolti nella seguente tabella:

λ	m				
	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

Tabella 13: Valore del coefficiente di riduzione

Il valore di progetto dello sforzo normale resistente è pari a:

$$N_{Rd} = f_{d,rid} \cdot l \cdot t \quad [7.11]$$

I valori dello sforzo normale resistente saranno calcolabili solamente se le verifiche di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte.

La verifica risulta soddisfatta se si ha:

$$N_{Rd} \geq N_{Ed} \quad [7.12]$$

Di seguito sono riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali che sono stati considerati nella realizzazione del modello.

Muratura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	f _m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]
Muratura	1.800,00	720,00	16	250,00	12,00

Tabella 14: Caratteristiche meccaniche muratura

Legno

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	f _{wm} [N/mm ²]	f _{wk} [N/mm ²]
ANS2Conifere. pioppo (Abete Nord 2)	10.500,00	660,00	4	33,00	23,00
ACSS2Conifere. pioppo (Abete centro sud 2)	10.000,00	630,00	3	40,00	28,00

Tabella 15: Caratteristiche meccaniche legno

Vengono ora riportate le pareti con il materiale ad esse corrispondente.

Primo livello:

N.	Parete	Materiale	Altezza [cm]	Spessore [cm]
1	1	Muratura	376	30,0
203	4	Muratura	376	30,0
201	5	Muratura	376	30,0
7	8	Muratura	376	30,0
8	9	Muratura	376	30,0
9	10	Muratura	376	30,0
79	11	Muratura	376	30,0
161	12	Muratura	376	30,0
169	12	Muratura	376	30,0
170	12	Muratura	376	30,0
163	13	Muratura	376	30,0
171	13	Muratura	376	30,0

N.	Parete	Materiale	Altezza [cm]	Spessore [cm]
172	13	Muratura	376	30,0
13	14	Muratura	376	30,0
46	15	Muratura	376	30,0
47	15	Muratura	376	30,0
32	16	Muratura	376	15,0
16	17	Muratura	376	30,0
17	18	Muratura	376	30,0
44	19	Muratura	376	15,0
34	20	Muratura	376	30,0
38	20	Muratura	376	30,0
42	20	Muratura	376	30,0
54	20	Muratura	376	30,0
58	20	Muratura	376	30,0
61	20	Muratura	376	30,0
80	20	Muratura	376	30,0
81	20	Muratura	376	30,0
212	20	Muratura	376	30,0
213	20	Muratura	376	30,0
41	21	Muratura	376	30,0
49	27	Muratura	376	30,0
53	28	Muratura	376	30,0
57	29	Muratura	376	30,0
30	32	Muratura	376	15,0
64	34	Muratura	376	30,0

Tabella 16: *Caratteristiche geometriche e meccaniche delle pareti*

Secondo livello:

N.	Parete	Materiale	Altezza [cm]	Spessore [cm]
82	1	Muratura	398	30,0
148	4	Muratura	398	30,0
155	4	Muratura	398	30,0
156	4	Muratura	398	30,0
144	5	Muratura	398	30,0
153	5	Muratura	398	30,0
154	5	Muratura	398	30,0
87	8	Muratura	398	30,0
88	9	Muratura	398	30,0
206	10	Muratura	398	15,0
191	11	Muratura	398	30,0

N.	Parete	Materiale	Altezza [cm]	Spessore [cm]
192	11	Muratura	398	30,0
145	12	Muratura	398	30,0
150	12	Muratura	398	30,0
151	13	Muratura	398	30,0
158	13	Muratura	398	30,0
93	14	Muratura	398	30,0
137	15	Muratura	398	30,0
138	15	Muratura	398	30,0
131	16	Muratura	398	15,0
96	17	Muratura	398	15,0
97	18	Muratura	398	15,0
135	19	Muratura	398	15,0
139	19	Muratura	398	15,0
141	19	Muratura	398	30,0
142	19	Muratura	398	15,0
133	20	Muratura	398	15,0
134	20	Muratura	398	15,0
177	20	Muratura	398	15,0
178	20	Muratura	398	15,0
181	20	Muratura	398	15,0
185	20	Muratura	398	15,0
197	20	Muratura	398	30,0
209	20	Muratura	398	30,0
199	23	Muratura	398	15,0
123	25	Muratura	398	15,0
179	27	Muratura	398	30,0
180	27	Muratura	398	30,0
183	28	Muratura	398	30,0
184	28	Muratura	398	30,0
195	29	Muratura	398	15,0
196	29	Muratura	398	15,0
110	32	Muratura	398	15,0
115	34	Muratura	398	30,0
116	34	Muratura	398	30,0

Tabella 17: *Caratteristiche geometriche e meccaniche delle pareti*

Vengono ora riportate le caratteristiche geometriche della muratura al livello del tetto:

N.	Parete	Materiale	Spessore [cm]
1	1	Muratura	30,0
10	8	Muratura	30,0
83	9	Muratura	30,0
84	9	Muratura	15,0
12	10	Muratura	15,0
94	11	Muratura	15,0
92	14	Muratura	30,0
22	15	Muratura	15,0
27	17	Muratura	15,0
28	18	Muratura	15,0
30	19	Muratura	15,0
31	19	Muratura	15,0
32	19	Muratura	15,0

Tabella 18: Caratteristiche geometriche e meccaniche delle pareti del sottotetto

Nelle tabelle seguenti si riportano esclusivamente le sezioni e i relativi fattori di sicurezza delle verifiche non soddisfatte.

Parete 4	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	
33	4.433	0	n / d	n / d	8.443	0,487	47.805	0,177	12.453	0,376	36.868	0,338	No
36	6.515	0	n / d	n / d	10.515	0,477	46.694	0,225	14.515	0,349	34.118	0,425	No

Tabella 19: Maschi non verificati a pressoflessione parete 4

Parete 7	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	
101	27.132	0,242	23.617	1,149	28.040	0,481	46.919	0,598	28.948	0,264	25.749	1,124	No

Tabella 20: Maschi non verificati a pressoflessione parete 7

Parete 8	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	
136	3.590	0	n / d	n / d	5.521	0	n / d	n / d	7.452	0	n / d	n / d	No
137	6.394	0	n / d	n / d	8.734	0	n / d	n / d	11.074	0	n / d	n / d	No
142	4.615	0	n / d	n / d	5.563	0	n / d	n / d	6.511	0	n / d	n / d	No
143	7.280	0	n / d	n / d	8.464	0	n / d	n / d	9.648	0	n / d	n / d	No

Parete 8	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	
144	405	0	n/d	n/d	690	0	n/d	n/d	975	0	n/d	n/d	No
141	3.892	0	n/d	n/d	4.865	0	n/d	n/d	5.839	0	n/d	n/d	No
138	8.841	0	n/d	n/d	10.264	0	n/d	n/d	11.687	0	n/d	n/d	No
139	4.332	0	n/d	n/d	5.110	0	n/d	n/d	5.887	0	n/d	n/d	No
140	3.991	0	n/d	n/d	4.677	0	n/d	n/d	5.364	0	n/d	n/d	No

Tabella 21: Maschi non verificati a pressoflessione parete 8

Parete 13	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	
185	15.543	0,396	14.857	1,046	16.218	0,558	20.940	0,775	16.893	0,411	15.419	1,096	No

Tabella 22: Maschi non verificati a pressoflessione parete 13

Parete 14	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	
202	3.323	0	n/d	n/d	3.629	0	n/d	n/d	3.934	0	n/d	n/d	No
203	618	0	n/d	n/d	736	0	n/d	n/d	853	0	n/d	n/d	No
200	3.491	0	n/d	n/d	3.804	0	n/d	n/d	4.118	0	n/d	n/d	No
201	921	0	n/d	n/d	1.068	0	n/d	n/d	1.215	0	n/d	n/d	No
206	1.971	0	n/d	n/d	2.643	0	n/d	n/d	3.315	0	n/d	n/d	No
207	757	0	n/d	n/d	1.541	0	n/d	n/d	2.326	0	n/d	n/d	No
204	1.755	0	n/d	n/d	2.433	0	n/d	n/d	3.112	0	n/d	n/d	No
205	3.613	0	n/d	n/d	4.637	0	n/d	n/d	5.660	0	n/d	n/d	No
198	2.653	0	n/d	n/d	3.101	0	n/d	n/d	3.549	0	n/d	n/d	No
199	9.559	0	n/d	n/d	10.350	0	n/d	n/d	11.140	0	n/d	n/d	No

Tabella 23: Maschi non verificati a pressoflessione parete 14

Parete 15	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	
213	3.274	0	n/d	n/d	5.082	0	n/d	n/d	6.890	0	n/d	n/d	No
214	1.630	0	n/d	n/d	2.196	0	n/d	n/d	2.762	0	n/d	n/d	No

Tabella 24: Maschi non verificati a pressoflessione parete 15

Parete 16	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	
217	5.009	0	n/d	n/d	6.901	0	n/d	n/d	8.794	0	n/d	n/d	No
218	1.757	0	n/d	n/d	2.364	0	n/d	n/d	2.972	0	n/d	n/d	No

Tabella 25: Maschi non verificati a pressoflessione parete 16

Parete 17	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	
248	2.126	0	n/d	n/d	2.688	0	n/d	n/d	3.250	0	n/d	n/d	No
247	3.979	0	n/d	n/d	7.450	0	n/d	n/d	10.921	0	n/d	n/d	No
249	2.138	0	n/d	n/d	2.703	0	n/d	n/d	3.269	0	n/d	n/d	No
250	1.142	0	n/d	n/d	1.761	0	n/d	n/d	2.380	0	n/d	n/d	No

Parete 17	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	Verificato
246	309	0	n/d	n/d	376	0	n/d	n/d	442	0	n/d	n/d	No
245	5.646	0	n/d	n/d	8.095	0	n/d	n/d	10.545	0	n/d	n/d	No
259	1.308	0	n/d	n/d	1.902	0	n/d	n/d	2.495	0	n/d	n/d	No
260	2.990	0	n/d	n/d	3.550	0	n/d	n/d	4.111	0	n/d	n/d	No
262	1.033	0	n/d	n/d	1.676	0	n/d	n/d	2.319	0	n/d	n/d	No
261	2.235	0	n/d	n/d	2.801	0	n/d	n/d	3.366	0	n/d	n/d	No

Tabella 26: Maschi non verificati a pressoflessione parete 17

Parete 18	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	Verificato
285	47.139	0,362	23.661	1,992	48.547	0,537	35.055	1,385	49.954	0,375	24.498	2,039	No
284	29.812	0,341	16.163	1,844	30.996	0,528	25.007	1,239	32.179	0,359	17.029	1,89	No
286	32.097	0,601	30.018	1,069	33.161	0,601	30.018	1,105	34.225	0,601	30.018	1,14	No
281	25.083	0,263	10.305	2,434	26.162	0,492	19.299	1,356	27.241	0,288	11.323	2,406	No
280	24.120	0,241	9.526	2,532	25.206	0,482	19.039	1,324	26.291	0,27	10.663	2,466	No
283	62.967	0,463	61.196	1,029	67.124	0,601	79.423	0,845	71.281	0,477	63.056	1,13	No
282	30.516	0,453	26.084	1,17	32.329	0,599	34.494	0,937	34.143	0,467	26.887	1,27	No
288	6	0	n/d	n/d	104	0	n/d	n/d	230	0	n/d	n/d	No
293	164	0	n/d	n/d	240	0	n/d	n/d	317	0	n/d	n/d	No
290	23.915	0	n/d	n/d	28.657	0	n/d	n/d	33.400	0	n/d	n/d	No
289	3.616	0	n/d	n/d	4.744	0	n/d	n/d	5.871	0	n/d	n/d	No
292	6.679	0	n/d	n/d	7.891	0	n/d	n/d	9.103	0	n/d	n/d	No
291	7.441	0	n/d	n/d	8.395	0	n/d	n/d	9.350	0	n/d	n/d	No
276	15.892	0	n/d	n/d	20.510	0,494	58.973	0,348	25.129	0,337	40.271	0,624	No
279	65.547	0,266	33.494	1,957	69.004	0,495	62.225	1,109	72.460	0,297	37.374	1,939	No

Tabella 27: Maschi non verificati a pressoflessione parete 18

Parete 21	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	Verificato
302	23	0	n/d	n/d	34	0	n/d	n/d	44	0	n/d	n/d	No
301	390	0	n/d	n/d	447	0	n/d	n/d	504	0	n/d	n/d	No
300	4.710	0	n/d	n/d	9.826	0	n/d	n/d	14.942	0	n/d	n/d	No

Tabella 28: Maschi non verificati a pressoflessione parete 21

Parete 23	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	Verificato
303	42	0	n/d	n/d	42	0	n/d	n/d	1.979	0	n/d	n/d	No

Tabella 29: Maschi non verificati a pressoflessione parete 21

Parete 26	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	Verificato
315	6.554	0	n/d	n/d	11.670	0	n/d	n/d	16.786	0	n/d	n/d	No

Tabella 30: Maschi non verificati a pressoflessione parete 26

Parete 29	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	N _d	Φ	N _r	N _d /N _r	Verificato
317	1.453	0	n/d	n/d	3.367	0	n/d	n/d	5.937	0	n/d	n/d	No
316	10.193	0	n/d	n/d	12.621	0	n/d	n/d	15.049	0	n/d	n/d	No

Tabella 31: Maschi non verificati a pressoflessione parete 29

7.2. Verifiche locali: solai

7.2.1. Criteri di resistenza elementi in legno

Per gli elementi in legno la verifiche vengono condotte in termini di tensioni. Queste si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di un legame lineare tra tensioni e deformazioni fino a rottura.

a) Flessione (§4.4.8.1.6)

Devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$
$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$
[7.13]

"yz": piano contenente la sezione trasversale dell'elemento trave

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$: tensioni di calcolo massime per flessione nei piani "xy" e "xz", valutate secondo la formulazione di Navier:

$$\sigma_{m,j,d} = \frac{M_{s,j,d}}{W_j}$$
[7.14]

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$: resistenze di calcolo a flessione nei piani "xy" e "xz"

k_m : coefficiente che tiene conto redistribuzione delle tensioni e della disomogeneità della sezione pari a 0.7 per sezione rettangolare

b) Taglio (§4.4.8.1.9)

Si deve verificare che:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$
[7.15]

τ_d : massima tensione tangenziale di calcolo, valutata secondo la formulazione di Jourawski:

$$\tau_d = \frac{T_{s,j} \cdot S_j}{J_j \cdot b}$$
[7.16]

$f_{v,d}$: resistenze di calcolo a taglio.

c) Verifica di deformabilità (§4.4.7)

La freccia massima di calcolo viene valutata secondo la Teoria dell'Elasticità; nel caso di studio le travi sono semplicemente appoggiate, per cui la freccia massima si ha in mezzzeria e vale:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J} \quad [7.17]$$

Considerando il particolare comportamento reologico del legno, occorre valutare la deformazione a lungo termine. In virtù di ciò:

- il carico agente q viene dedotto con riferimento alla combinazione quasi permanente agli Stati Limite di Esercizio;
- il modulo elastico deve essere ridotto attraverso un coefficiente k_{def} che tiene in conto dell'aumento di deformabilità causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale.

$$E_d = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot E_k \quad [7.18]$$

Il valore di k_{def} dipende dalla tipologia di legname e dalla classe di servizio, funzione dell'umidità. Per legno massiccio e una classe di servizio 2, si ha $k_{def} = 0.8$.

Si verifica che la freccia massima non ecceda il valore ammissibile per garantire la funzionalità dell'elemento. Si dovrà avere:

$$\begin{aligned} f &\leq \frac{1}{250} \cdot l \\ f' &\leq \frac{1}{300} \cdot l \end{aligned} \quad [7.19]$$

dove:

f' : freccia ottenuta considerando solo i carichi accidentali.

7.2.2. Verifica dei solai

ELEMENTO	MATERIALE	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE					CARATTERISTICHE AGENTI		
		i [m]	L [m]	Lc [m]	B [m]	H [m]	G ₁ [kN/m ²]	G ₂ [kN/m ²]	Q _k [kN/m ²]
A01 (trave)	Legno	2,52	5,15	5,41	0,23	0,23	0,52	1,6	2
A01 (travetto)	Legno	0,50	2,30	2,42	0,10	0,14	0	1,6	2
A02 (trave)	Legno	0,80	4,00	4,20	0,20	0,20	0,53	3,2	2
A02 (travetto)	Legno	0,50	0,64	0,67	0,03	0,08	0	3,2	2
A03 (trave)	Legno	0,80	4,00	4,20	0,20	0,20	0,53	1,6	2
A03(travetto)	Legno	0,50	0,64	0,67	0,03	0,08	0	1,6	2
A04 (trave)	Legno	2,62	4,00	4,20	0,23	0,23	0,52	1,6	2
A04 (travetto)	Legno	0,50	2,40	2,52	0,10	0,14	0	1,6	2
A05 (trave)	Legno	2,10	5,21	5,47	0,23	0,23	0,52	1,6	2
A05 (travetto)	Legno	0,50	1,90	2,00	0,10	0,14	0	1,6	2
A06 (trave)	Legno	2,07	3,20	3,36	0,20	0,20	0,33	4,95	2
A06 (travetto)	Legno	0,30	1,88	1,97	0,10	0,12	0	4,95	2
A07 (travetto)	Legno	0,30	1,77	1,86	0,10	0,12	0,2	4,95	2
A08 (trave)	Legno	2,07	3,77	3,96	0,25	0,20	0,28	3,44	2
A08 (travetto)	Legno	0,30	1,83	1,92	0,10	0,12	0	3,44	2
A09(travetto)	Legno	0,30	1,88	1,97	0,10	0,12	0,2	3,44	2
A10 (trave)	Legno	2,22	4,86	5,10	0,23	0,23	0,43	1,8	2
A10 (travetto)	Legno	0,75	2,05	2,15	0,09	0,10	0	1,8	2
A11 (trave)	Legno	2,33	4,95	5,20	0,30	0,23	0,3	3,27	2
A11 (travetto)	Legno	0,30	2,14	2,25	0,09	0,10	0	3,27	2
A12(trave)	Legno	2,38	4,87	5,11	0,30	0,23	0,3	3,27	2
A12(travetto)	Legno	0,30	2,09	2,19	0,09	0,10	0	3,27	2
A13 (trave)	Legno	2,65	4,88	5,12	0,30	0,23	0,3	3,27	2
A13 (travetto)	Legno	0,30	2,35	2,47	0,09	0,10	0	3,27	2
A14 (trave)	Legno	2,70	3,46	3,63	0,30	0,23	0,3	3,27	2
A14 (travetto)	Legno	0,30	2,62	2,75	0,09	0,10	0	3,27	2
B01(trave)	Legno	2,53	5,20	5,46	0,25	0,25	0,54	1,8	2
B01 (travetto)	Legno	0,50	2,30	2,42	0,10	0,14	0	1,8	1
B02 (trave)	Legno	2,53	5,21	5,47	0,25	0,25	0,54	0,2	1
B02 (travetto)	Legno	0,50	2,29	2,40	0,10	0,14	0	0,2	1
B03 (trave)	Legno	2,50	4,00	4,20	0,25	0,25	0,54	0,2	1
B03 (travetto)	Legno	0,50	2,24	2,35	0,10	0,14	0	0,2	1
B04 (trave)	Legno	2,09	5,20	5,46	0,25	0,25	0,54	0,2	1
B04 (travetto)	Legno	0,50	1,85	1,94	0,10	0,14	0	0,2	1
B05 (trave)	Legno	2,09	5,20	5,46	0,25	0,25	0,54	0,12	1

ELEMENTO	MATERIALE	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE					CARATTERISTICHE AGENTI		
		i [m]	L [m]	Lc [m]	B [m]	H [m]	G ₁ [kN/m ²]	G ₂ [kN/m ²]	Q _k [kN/m ²]
B05 (travetto)	Legno	0,50	1,85	1,94	0,10	0,14	0	0,12	1
C01 (trave)	Legno	2,50	5,00	5,25	0,20	0,20	0,58	0,8	0,8
C01 (travetto)	Legno	0,50	2,50	2,63	0,15	0,15	0	0,8	0,8
C02 (travetto)	Legno	0,50	4,20	4,41	0,15	0,15	0,23	0,8	0,8

Tabella 32: Caratteristiche geometriche e carichi agenti dei solai

Di seguito si riportano esclusivamente gli elementi non verificati presenti nel modello

ELEMENTO	VERIFICA DI DEFORMABILITA' (lungo termine)						
	q [kN/m]	Lc [m]	J [m ⁴]	M [kNm]	f [mm]	f _{adm} [mm]	FS [-]
A01 (trave)	6,85	5,41	2,33E-04	25,05	56,1	21,6	2,59
A02 (trave)	3,46	4,20	1,33E-04	7,64	18,0	16,8	1,07
A04 (trave)	7,13	4,20	2,33E-04	15,71	21,2	16,8	1,26
A05 (trave)	5,71	5,47	2,33E-04	21,37	49,0	21,9	2,24
A06 (trave)	12,17	3,36	1,33E-04	17,18	26,0	13,4	1,93
A08 (trave)	8,94	3,96	1,67E-04	17,52	29,4	15,8	1,86
A10 (trave)	6,28	5,10	2,33E-04	20,45	40,8	20,4	2,00
A10 (travetto)	1,80	2,15	7,50E-06	1,04	11,5	8,6	1,34
A11 (trave)	9,72	5,20	3,04E-04	32,81	52,0	20,8	2,50
A12(trave)	9,92	5,11	3,04E-04	32,44	49,8	20,5	2,43
A13 (trave)	11,05	5,12	3,04E-04	36,27	55,9	20,5	2,73
A13 (travetto)	1,16	2,47	7,50E-06	0,88	12,8	9,9	1,30
A14 (travetto)	1,16	2,75	7,50E-06	1,10	19,8	11,0	1,80
B01(trave)	7,44	5,46	3,26E-04	27,72	45,3	21,8	2,08
C01 (trave)	4,05	5,25	1,33E-04	13,95	51,5	21,0	2,45

Tabella 33: Verifica di deformabilità a lungo termine: elementi non verificati

VERIFICA A FLESSIONE							
ELEMENTI	q	Lc	W	M _{smax}	σ _{m,d}	fm	FS
	[kN/m]	[m]	[cm ³]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	[-]
A01 (trave)	15,31	5,41	2027,83	55,97	27,60	9,09	3,04
A02 (trave)	6,79	4,20	1333,33	14,97	11,23	9,09	1,24
A04 (trave)	15,92	4,20	2027,83	35,10	17,31	9,09	1,91
A05 (trave)	12,76	5,47	2027,83	47,73	23,54	9,09	2,59
A06 (trave)	22,47	3,36	1333,33	31,71	23,78	9,09	2,62
A08 (trave)	17,64	3,96	1666,67	34,56	20,74	9,09	2,28
A10 (trave)	13,89	5,10	2027,83	45,23	22,30	9,09	2,45
A10 (travetto)	4,28	2,15	150,00	2,48	16,51	9,09	1,82
A11 (trave)	19,33	5,20	2645,00	65,26	24,67	9,09	2,72
A11 (travetto)	2,37	2,25	150,00	1,50	9,98	9,09	1,10
A12(trave)	19,74	5,11	2645,00	64,53	24,40	9,09	2,68
A12(travetto)	2,37	2,19	150,00	1,43	9,52	9,09	1,05
A13 (trave)	21,98	5,12	2645,00	72,14	27,28	9,09	3,00
A13 (travetto)	2,37	2,47	150,00	1,80	12,03	9,09	1,32
A14 (trave)	22,40	3,63	2645,00	36,95	13,97	9,09	1,54
A14 (travetto)	2,37	2,75	150,00	2,24	14,96	9,09	1,65
B01(trave)	16,20	5,46	2604,17	60,36	23,18	9,09	2,55
B02 (trave)	6,33	5,47	2604,17	23,68	9,09	9,09	1,00
C01 (trave)	7,89	5,25	1333,33	27,17	20,37	9,09	2,24

Tabella 34: Verifica a flessione; elementi non verificati

VERIFICA A TAGLIO							
ELEMENTO	q	Lc	A	V _{smax}	T _d	f _{vd}	FS
	[kN/m]	[m]	[cm ²]	[KN]	[MPa]	[MPa]	[-]
A01 (trave)	15,31	5,41	529	41,40	1,17	0,99	1,19
A05 (trave)	12,76	5,47	529	34,90	0,99	0,99	1,00
A06 (trave)	22,47	3,36	400	37,75	1,42	0,99	1,43
A08 (trave)	17,64	3,96	500	34,92	1,05	0,99	1,06
A10 (trave)	13,89	5,10	529	35,45	1,01	0,99	1,02
A11 (trave)	19,33	5,20	690	50,23	1,09	0,99	1,11
A12(trave)	19,74	5,11	690	50,48	1,10	0,99	1,11
A13 (trave)	21,98	5,12	690	56,32	1,22	0,99	1,24
B01(trave)	16,20	5,46	625	44,22	1,06	0,99	1,07

Tabella 35: Verifica a taglio: elementi non verificati

8. Analisi sismiche stato di fatto

Il comportamento globale della struttura è stato valutato mediante un'analisi di spinta, ovvero applicando incrementalmente forze statiche orizzontali (mantenendo invariati i rapporti tra le stesse), facendo crescere monotonicamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo fino al raggiungimento del collasso globale o locale. In questo modo è possibile porre la verifica in termini di spostamenti, valutando così il grado di duttilità della struttura.

Nei riguardi delle azioni orizzontali, la modellazione adottata trascura il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano. I meccanismi fuori dal piano non sono quindi modellati, in quanto si tratta di fenomeni legati alla risposta locale delle singole pareti, mentre lo scopo del modello è offrire un'analisi del comportamento globale del fabbricato.

8.1. *Analisi globale della struttura: analisi pushover*

La capacità di una struttura di resistere all'evento sismico dipende fortemente dalla sua capacità deformativa in regime anelastico, ovvero dalla sua duttilità. Di conseguenza è necessario analizzare il comportamento non lineare della struttura, individuare come varia lo schema strutturale, e quindi la risposta, con la progressiva plasticizzazione dei vari elementi, individuando così la distribuzione della domanda di anelasticità nella struttura.

Tutti questi aspetti possono essere colti mediante un'analisi statica non lineare (pushover).

In questo tipo di analisi, al modello della struttura, soggetto ai soli carichi gravitazionali, vengono applicate incrementalmente particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali (mantenendo invariati i rapporti tra le stesse), le quali hanno il compito di "spingere" in campo non lineare la struttura facendo crescere monotonicamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo fino al raggiungimento del collasso globale o locale.

L'analisi viene svolta tenendo in conto il comportamento non lineare dei materiali e gli effetti del secondo ordine.

Il risultato dell'analisi è la definizione di un legame scalare tra il taglio alla base F_b (pari alla risultante delle forze applicate) e lo spostamento del punto di controllo d_c per il sistema studiato, detto curva di capacità. Si ritiene raggiunto il collasso, e quindi si interrompe la curva, quando si registra un decadimento del 20% del taglio massimo.

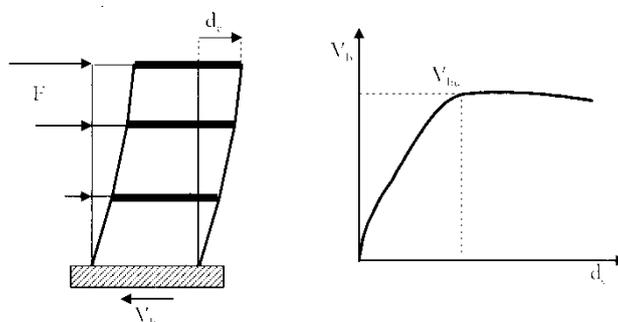


Figura 65: Schematizzazione di analisi "pushover"

Tale curva intende rappresentare l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante il sisma. Attraverso tale analisi, quindi, è possibile studiare il comportamento elastico in campo lineare e inelastico in campo plastico, la successione della formazione delle cerniere plastiche, i punti di criticità strutturale, come e quale tipo di crisi si raggiunge, quale sia il livello di duttilità strutturale.

La Normativa, in particolare, suggerisce di applicare 2 diverse distribuzioni di forze orizzontali nei baricentri delle masse dei vari piani; le suddette distribuzioni devono ricadere l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1), rappresentative della risposta dinamica della struttura in campo elastico e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) che simulano la risposta dinamica della struttura in campo plastico.

Per strutture esistenti l'analisi pushover è sempre applicabile, assegnando come distribuzione principale e secondaria rispettivamente la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo di vibrare:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche ricavate tramite analisi lineare statica;
- distribuzione uniforme di forze, derivate da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede per passi al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene

fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

La metodologia di analisi si basa sull'assunzione che la risposta di un sistema a N gradi libertà (MDOF) possa essere correlata alla risposta di un sistema equivalente ad 1 grado di libertà (SDOF) con un'appropriata caratteristica isteretica. Ciò implica che il comportamento del sistema MDOF sia determinato principalmente da 1 solo modo la cui forma modale rimane costante durante l'analisi. Tale passaggio permette di utilizzare le informazioni derivanti dagli spettri elastici di risposta.

Determinato il vettore Φ_1 , corrispondente al primo modo di vibrare normalizzato rispetto allo spostamento del punto di controllo, si determina il coefficiente di partecipazione del primo modo Γ_1 .

In campo elastico, la forza F^* , lo spostamento d^* e la massa m^* del sistema SDOF equivalente sono legati dalle relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma_1} \qquad d^* = \frac{d_c}{\Gamma_1} \qquad m^* = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_{i,1} \qquad [8.1]$$

Si approssima quindi la curva caratteristica $F^* - d^*$ del sistema SDOF con una bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico.

Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed F_{bu}^* la resistenza massima del sistema SDOF equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0.7 \cdot F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente.

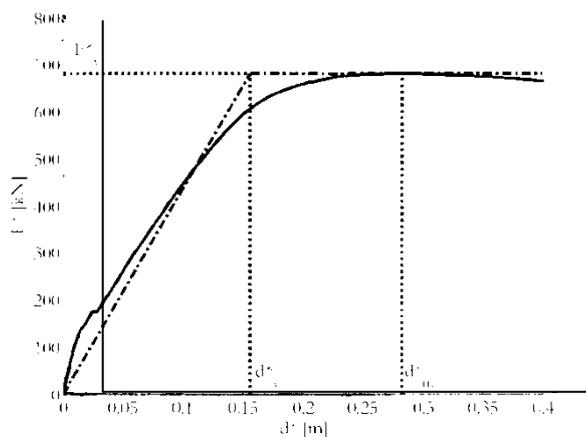


Figura 66: Curva di capacità del sistema SDOF

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma_1}$$

$$d_m^* = \frac{d_{cu}}{\Gamma_1}$$
[8.2]

La forza di plasticizzazione F_y^* si determina imponendo che l'area sottesa dalla bilineare sia uguale all'area sottesa dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_{cu}^* corrispondente ad un decadimento della resistenza $\leq 15\%$.

Dalla bilineare così ricavata, è possibile individuare un ramo elastico di rigidezza k^* e il periodo proprio del sistema SDOF:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$
[8.3]

Noto il periodo si determina la risposta massima in spostamento del sistema equivalente (domanda di spostamento) SDOF attraverso lo spettro di risposta elastico:

Per tenere in conto del comportamento bilineare dell'oscillatore, e quindi elasto-plastico, si procede nel seguente modo:

- per periodi elevati, ovvero $T^* \geq T_C$, il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo:

$$d_{max}^* = d_{e,max} = S_{De}(T^*)$$
[8.4]

- per periodi $T^* < T_C$, il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è maggiore di quello del corrispondente sistema elastico:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right]$$
[8.5]

dove q^* è il fattore di struttura reale, rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema SDOF:

$$q^* = \frac{S_{Ae}(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$
[8.6]

Nel caso risulti $q^* \leq 1$ allora si considera $d_{max}^* = d_{e,max}^*$

Gli spostamenti effettivi del punto di controllo del sistema MDOF si ricavano semplicemente invertendo la relazione precedente:

$$d_{max} = \gamma_1 \cdot d_{max}^*$$
[8.7]

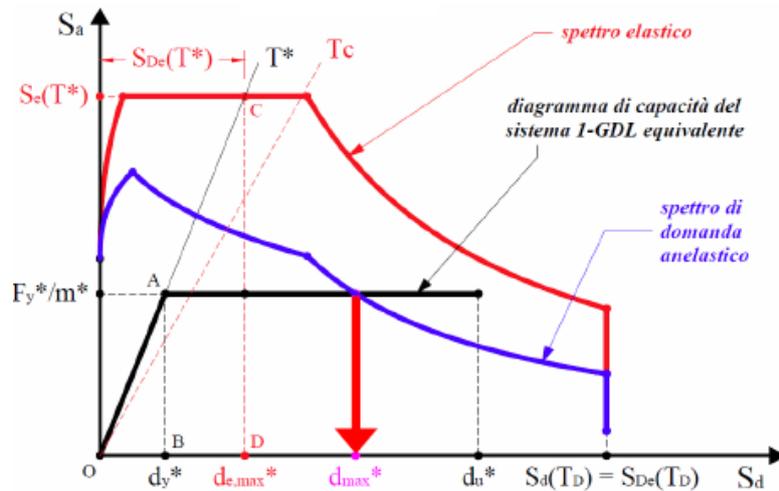


Figura 67: Schematizzazione di analisi "pushover"

8.2. Criteri di resistenza degli elementi murari (maschi)

Ogni elemento strutturale viene quindi schematizzato nel telaio equivalente con un elemento monodimensionale non lineare con le seguenti caratteristiche:

- rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- comportamento bilineare con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori di stato limite ultimo;
- redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- degradazione della rigidezza nel ramo elastico;
- controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo di piano;
- eliminazione dell'elemento al raggiungimento del proprio stato limite ultimo senza interruzione dell'analisi.

Il comportamento elastico di questo elemento è governato dalla seguente matrice:

$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{l^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ}{l^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 \\ \frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{l(1+\psi)} & -\frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{l(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ}{l^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & \frac{12EJ}{l^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 \\ \frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{l(1+\psi)} & -\frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{l(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix} \quad [8.8]$$

$$\psi = 24(1+\nu) \chi \left(\frac{r_i}{l} \right)^2 = 24 \left(1 + \frac{E-2G}{2G} \right) 1.2 \frac{b^2}{12l^2} = 1.2 \frac{E}{G} \frac{b^2}{l^2}$$

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo tra:

- resistenza a pressoflessione;
- resistenza a taglio-scorrimento;
- resistenza a taglio-fessurazione diagonale.

a) Resistenza a taglio-scorrimento diagonale nel piano dei maschi (§7.8.2.2.2)

La resistenza a taglio, in accordo con il criterio di Mohr-Coulomb, è definita mediante:

$$V_{Rd} = l' \cdot t \cdot f_{vd} \quad [8.9]$$

t : spessore del pannello

f_{vd} : resistenza a di calcolo a taglio ricavabile da valore caratteristico

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_n \quad [8.10]$$

l' : lunghezza della zona compressa del pannello, legata alla geometria e allo stato di sollecitazione del pannello.

$$l' = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - e \right) = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{|M|}{N} \right) \quad [8.11]$$

Lo stato di sollecitazione del pannello lega il momento agente su un'estremità allo sforzo di taglio agente:

$$M = \alpha \cdot V \cdot h \quad [8.12]$$

h : altezza del pannello

α : rapporto di taglio che può dipendere dallo schema statico (1 nel caso di schema a mensola; 0.5 nel caso di doppio incastro) oppure può essere valutato in funzione dei momenti flettenti agenti alle estremità dell'elemento

$$\alpha = \frac{M_{max}}{M_{max} + M_{min}} \quad [8.13]$$

Inoltre deve essere verificato che:

$$f_v = \frac{V_{Ed}}{l' \cdot t} \leq f_{v,lim} \quad [8.14]$$

b) Resistenza a taglio-fessurazione diagonale nel piano dei maschi (§C8.7.1.5)

La resistenza a taglio, in accordo con il criterio di Turnšek-Cacovic, è definita mediante:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \cdot \tau_{0d}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0d}}} \quad [8.15]$$

l : lunghezza del pannello

t : spessore del pannello

b : coefficiente correttivo per tenere in conto la snellezza della parete

$$b = \frac{h}{l} \quad 1 \leq b \leq 1.5$$

h : altezza pannello

σ_0 : tensione normale media sul pannello

τ_{0d} : resistenza a taglio di calcolo della muratura

c) Verifica a pressoflessione nel piano dei maschi (§7.8.2.2.1)

La resistenza a pressoflessione può essere valutata mediante un dominio N-M parabolico secondo l'ipotesi di materiale non reagente a trazione:

$$M_u = \left(\frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right) \quad [8.16]$$

l : lunghezza del pannello

t : spessore del pannello

σ_0 : tensione normale media di compressione sul pannello

f_d : resistenza a compressione di calcolo della muratura

8.3. Criteri di resistenza delle travi in muratura (fasce di piano)

In presenza di azione assiale nota, la verifica delle fasce di piano in muratura viene effettuata in analogia a quanto previsto per i maschi murari. Qualora l'azione assiale non sia valutabile dal modello di calcolo, è possibile considerare le seguenti resistenze.

a) Resistenza a pressoflessione (§7.8.2.2.4)

$$M_u = H_p \cdot \frac{h}{2} \cdot \left(1 - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right) \quad [8.17]$$

h : altezza della sezione della trave

t : spessore del pannello

f_{hd} : resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete)

H_p : valore minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0.4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$.

Il valore della resistenza a taglio associata a tale meccanismo risulta

$$V_p = 2 \cdot \frac{M_u}{l} \quad [8.18]$$

b) Resistenza a taglio (§7.8.2.2.4)

$$\begin{aligned} V_t &= h \cdot t \cdot f_{vd0} \\ V_{Rd} &= \min\{V_t, V_p\} \end{aligned} \quad [8.19]$$

h : altezza della sezione della trave

t : spessore del pannello

f_{vd0} : resistenza a di calcolo a taglio in assenza di compressione

9. Verifiche sismiche stato di fatto

Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura q adottato.

In alternativa, e coerentemente con il metodo di analisi utilizzato, si deve verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

Inoltre, in accordo con quanto previsto dalle norme al fine di tener conto di una non perfetta conoscenza del posizionamento delle masse che può portare a sottostimare le sollecitazioni sulla struttura legate agli effetti torsionali, si considera un'eccentricità accidentale da applicare al centro delle masse di ogni piano della struttura. Tale eccentricità è automaticamente calcolata e pari a $\pm 5\%$ della massima dimensione del piano considerato dell'edificio in direzione perpendicolare all'azione del sisma.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

Tenendo conto di quanto esposto, il programma esegue quindi 24 analisi che, nel caso dell'edificio in esame sono così distinte:

- 12 analisi condotte secondo una distribuzione di accelerazioni proporzionale al primo modo di vibrare;
- 12 analisi condotte secondo una distribuzione di accelerazioni proporzionale alle masse.

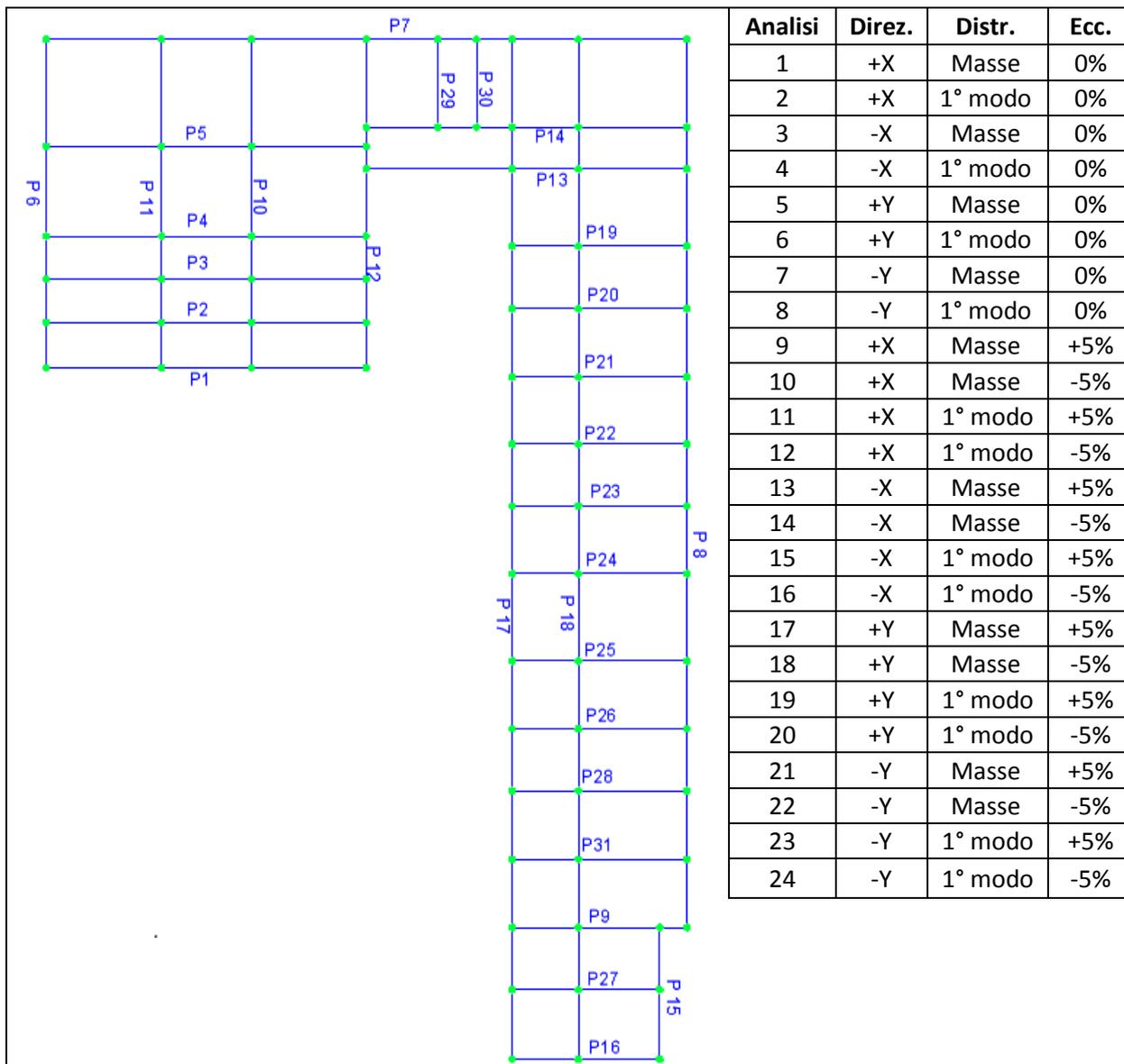


Tabella 36: Nomenclatura pareti e analisi effettuate.

9.1. Verifiche di sicurezza allo Stato Limite di salvaguardia della Vita

Secondo le indicazioni da normativa si esegue la seguente verifica:

$$D_{max}^{SLV} \leq D_u \quad [9.1]$$

D_{max}^{SLV} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico relativo allo SL

D_u : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo

$q^* < 3$ con q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

9.2. Verifiche di sicurezza allo Stato Limite di Danno

Per le costruzioni ricadenti in *classe d'uso I e II* si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione inagibile.

Tale condizione può ritenersi soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza all'azione sismica di progetto relativa allo SLD

$$D_{max}^{SLD} \leq D_d \quad [9.2]$$

D_{max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa calcolato in base allo spettro sismico definito per lo SLD.

D_d : Spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra 2 piani consecutivi eccede il valore massimo di *drift* di piano. Per costruzioni in muratura ordinaria è pari a:

$$D_d = 0.003 \cdot h \quad [9.3]$$

Per ognuna delle 24 analisi effettuate si ricavano:

- spostamento richiesto per stato limite ultimo, di danno e di operatività;
- spostamento offerto per stato limite ultimo, di danno e di operatività;
- grado di vulnerabilità per stato limite ultimo (α_u);
- grado di vulnerabilità per stato limite di danno (α_e);
- rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (q^*).

Il parametro α_u rappresenta un indicatore del rischio di collasso mentre α_e rappresenta un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera e vengono calcolati come segue:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA}$$

$$\alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA}$$
[9.4]

Dove PGA_{DS} indica l'accelerazione stimata di danno severo, mentre PGA_{DL} indica l'accelerazione stimata di danno lieve.

I risultati vengono riassunti nella seguente tabella:

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
▶	1	<input type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,46	0,13	3,753	0,09	0,05	0,06	0,05	0,413	0,78
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	0,56	0,12	5,024	0,14	0,12	0,10	0,12	0,321	0,91
	3	<input type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,40	0,13	2,364	0,06	0,08	0,05	0,08	0,537	1,26
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	0,49	0,11	3,517	0,09	0,06	0,06	0,06	0,383	0,84
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	0,55	0,30	2,151	0,16	0,29	0,13	0,29	0,593	1,65
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	0,66	0,27	3,041	0,21	0,23	0,16	0,23	0,442	1,11
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,49	1,41	0,707	0,17	1,50	0,13	1,50	2,550	7,66
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	0,63	1,66	0,761	0,22	1,51	0,17	1,51	2,471	6,45
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	154,0	0,46	0,12	4,191	0,10	0,04	0,07	0,04	0,382	0,70
	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-154,0	0,45	0,13	3,295	0,08	0,06	0,05	0,06	0,448	0,89
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	154,0	0,57	0,11	6,450	0,16	0,04	0,11	0,04	0,277	0,46
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-154,0	0,55	0,13	4,491	0,13	0,13	0,09	0,13	0,349	0,99
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	154,0	0,40	0,10	2,769	0,05	0,06	0,04	0,06	0,451	1,06
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-154,0	0,39	0,13	1,953	0,06	0,11	0,05	0,11	0,566	1,52
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	154,0	0,50	0,09	4,158	0,11	0,05	0,07	0,05	0,317	0,71
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-154,0	0,48	0,10	2,868	0,07	0,08	0,06	0,08	0,400	1,04
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	245,2	0,52	0,35	1,771	0,16	0,33	0,13	0,33	0,711	1,94
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-245,2	0,57	0,26	2,519	0,17	0,21	0,13	0,21	0,512	1,23
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	245,2	0,64	0,35	2,524	0,20	0,33	0,16	0,33	0,579	1,56
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-245,2	0,67	0,24	3,554	0,22	0,21	0,17	0,21	0,385	0,95
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	245,2	0,48	1,07	0,817	0,17	1,07	0,13	1,07	1,983	5,65
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-245,2	0,65	1,17	0,786	0,23	1,15	0,18	1,15	1,738	4,86
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	245,2	0,62	1,24	0,873	0,22	1,32	0,17	1,32	1,888	5,71
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-245,2	0,64	1,35	0,756	0,22	1,33	0,18	1,33	2,025	5,68

Legenda colori

<input checked="" type="checkbox"/> Verificato	<input type="checkbox"/> Non verificato	<input type="checkbox"/> Non converge a p.p.	<input type="checkbox"/> Analisi più gravosa
--	---	--	--

Piano-Soil

Tabella 37: Risultati delle analisi effettuate

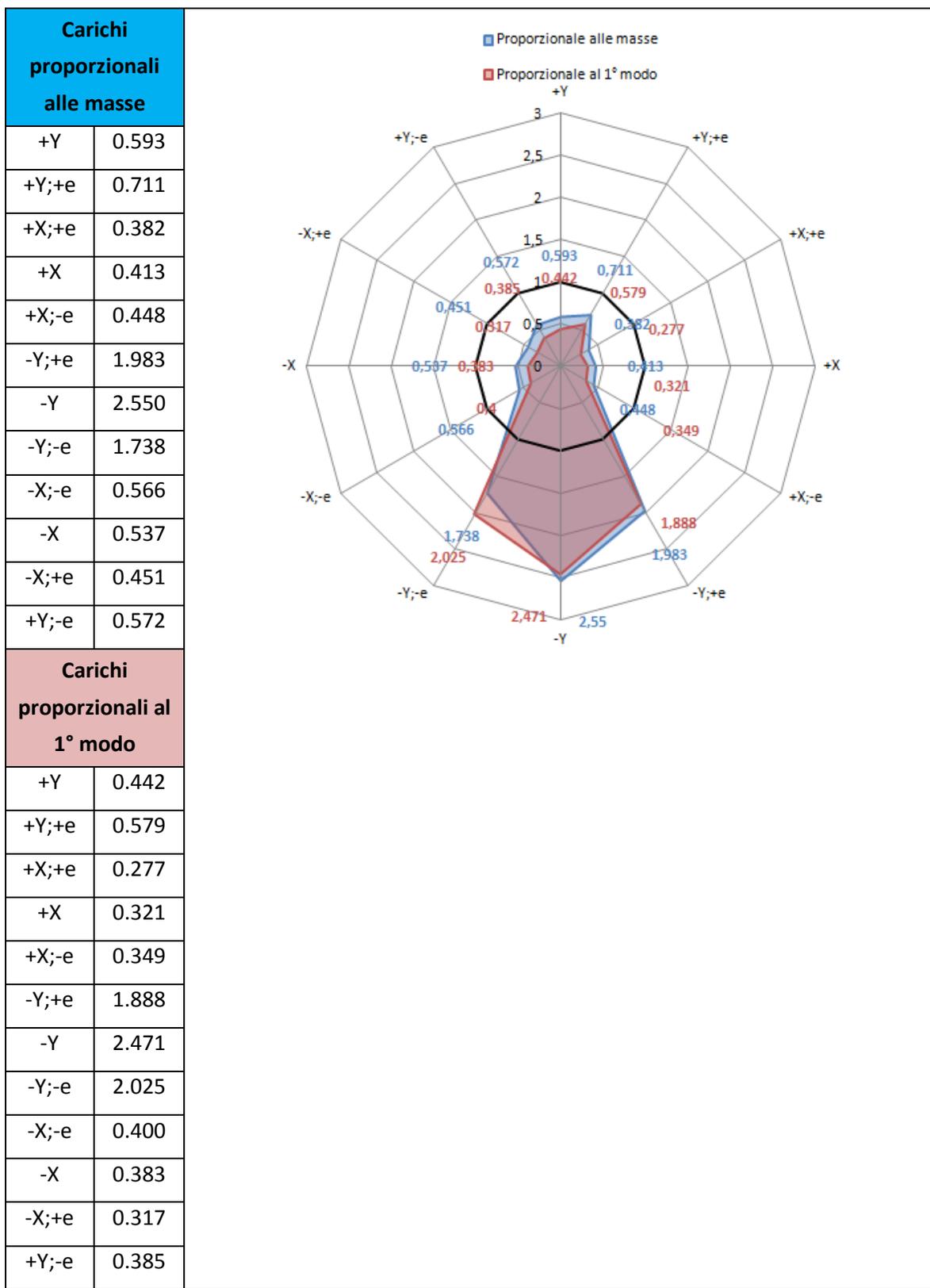


Figura 68: Riepilogo risultati

I risultati dell'analisi mostrano che la condizione più gravosa per la struttura si verificano:

- sisma agente in direzione X: analisi 11 con $\alpha_u = 0.277$
- sisma agente in direzione Y: analisi 20 con $\alpha_u = 0.385$

Dal grafico è evidente come la struttura sia più vulnerabile in direzione X, anche se la differenza rispetto alla direzione Y è molto bassa.

Di seguito si riportano i risultati relativi alle analisi più sfavorevoli, le curve di pushover della struttura, le mappature di colore dei singoli maschi della parete maggiormente sollecitata con l'indicazione dello stato raggiunto al termine dell'analisi.

Risultati relativi all'analisi 11:

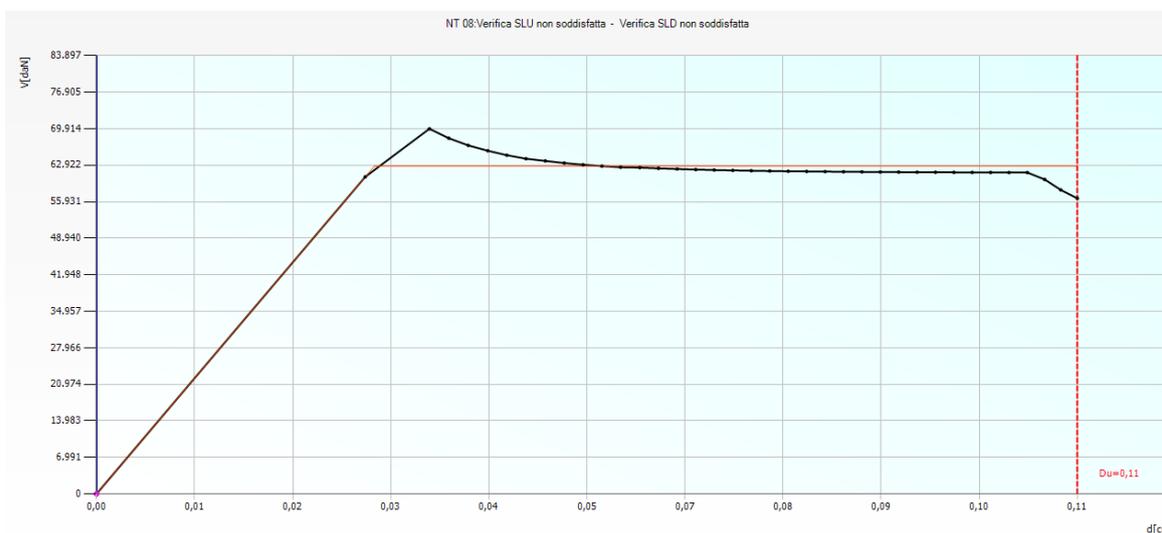


Figura 69: Curva pushover relativo all'analisi 11

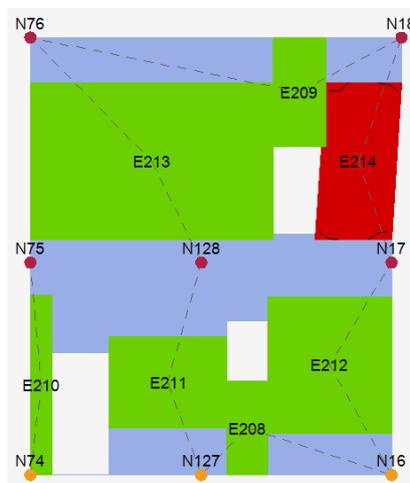


Figura 70: Vista parete e relativa tipo di rottura analisi 11

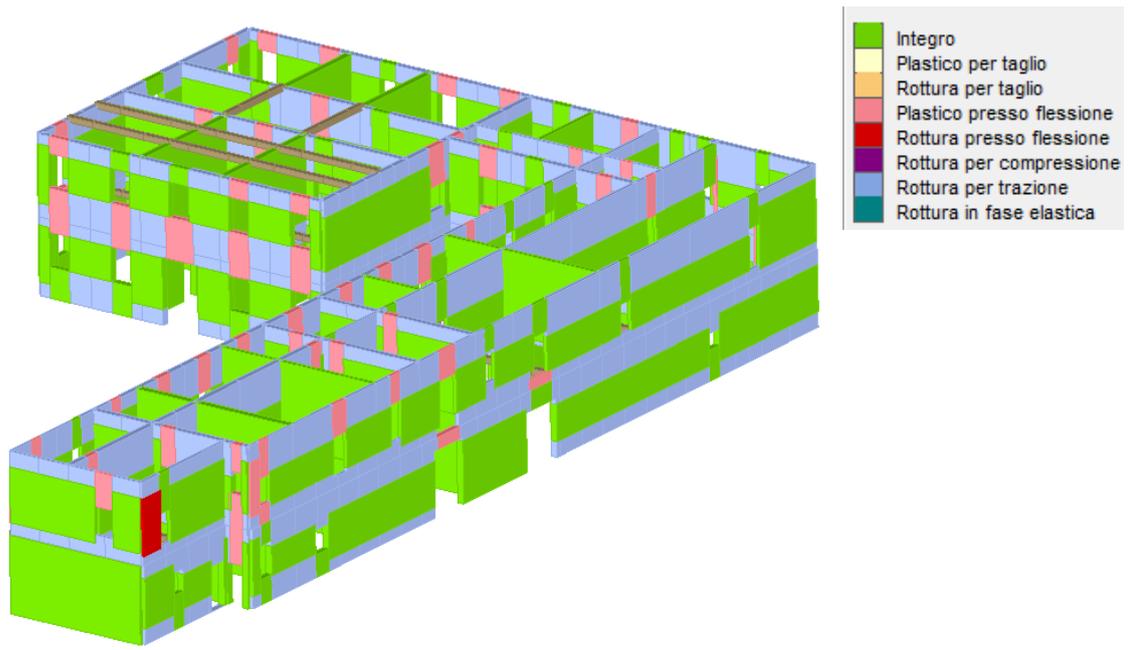


Figura 71: *Visione globale analisi 11 e legenda tipo di rottura*

Risultati relativi all'analisi 20:

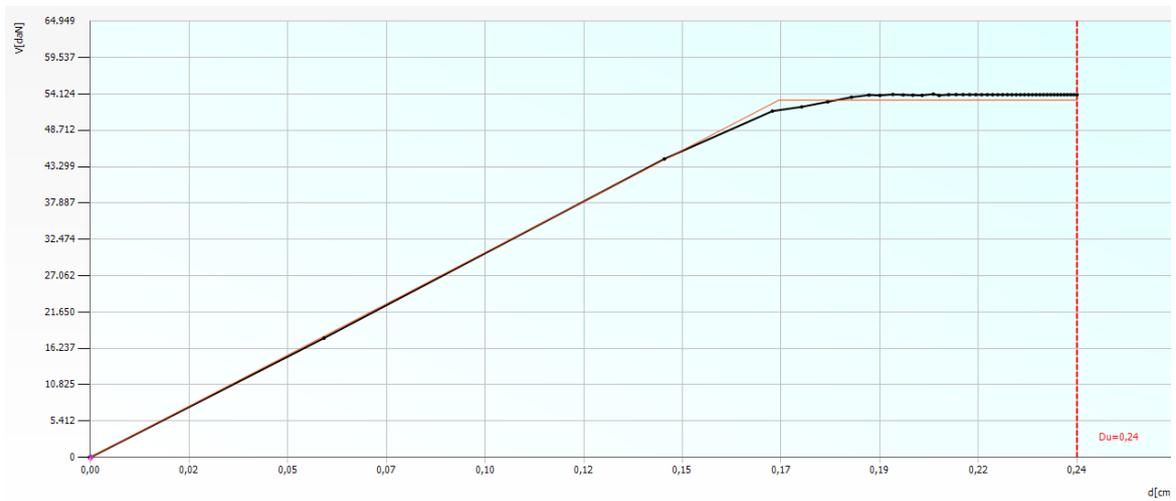


Figura 72: *Curva pushover relativo all'analisi 20*

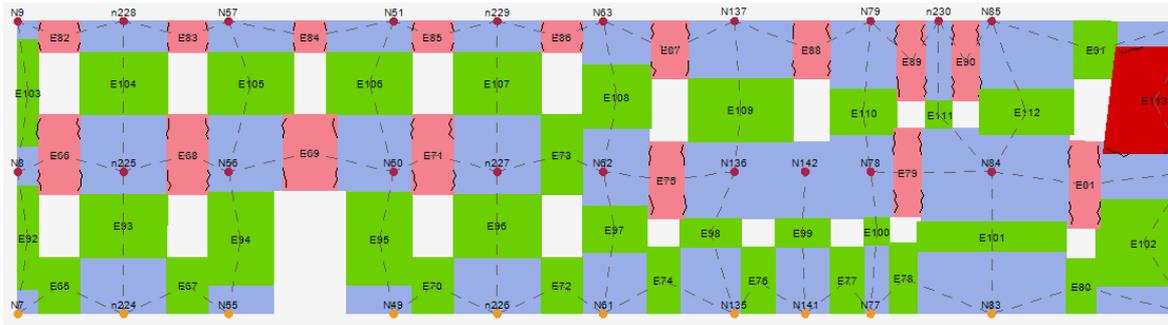


Figura 73: Vista parete e relativa tipo di rottura analisi 20

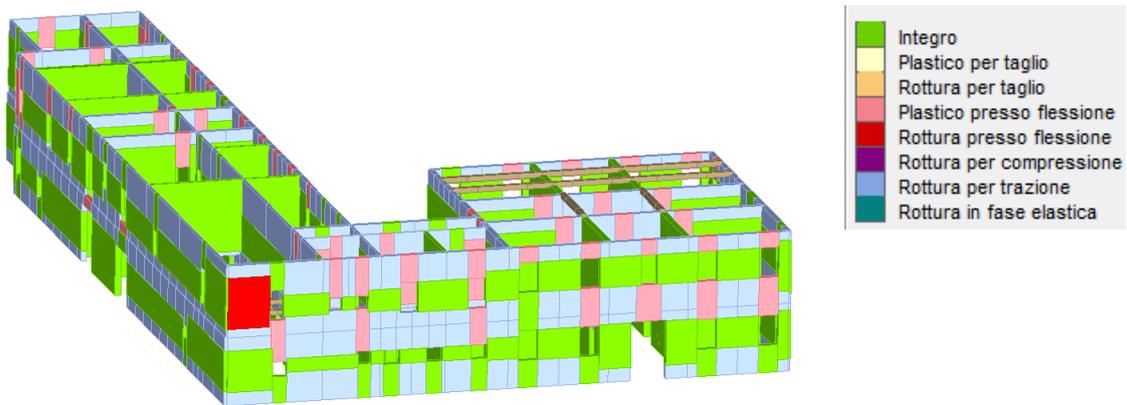


Figura 74: Visione globale analisi 20 e legenda tipo di rottura

I risultati appena riportati confermano le osservazioni fatte in sito. Le pareti danneggiate dagli eventi sismici che hanno colpito la struttura coincido in buona parte con quelle messe in evidenza dalla simulazione numerica. In particolar modo si vuole porre l'attenzione tra i risultati forniti dall'analisi 11 e gli effettivi danni riportati dalla struttura. L'analisi 11, risulta essere l'analisi con la direzione del sisma lungo l'asse X. Nel redigere il modello matematico, l'asse X risulta essere parallelo al lato lungo del corpo laterale.



Figura 75: Vista della parete evidenziata dal programma

Si riporta qui di seguito un dettaglio della parete danneggiata, coincidente con il maschio evidenziato dal programma di calcolo.



Figura 76: *Lesioni documentate in situ*

10. Riepilogo verifiche e definizione del livello di protezione

Per la determinazione del livello di protezione della struttura allo stato di fatto si è proceduto nella creazione di un modello tridimensionale a macroelementi della struttura mediante il quale è stata eseguita un'analisi di spinta secondo le 2 direzioni principali del fabbricato, in base a 2 diverse distribuzioni di accelerazioni e considerando le eccentricità accidentali della massa.

Tra i vari risultati ottenuti, per ciascuna analisi si sono analizzati gli indici di vulnerabilità ottenuti, definiti mediante la seguente espressione:

$$\alpha_u = \frac{a_g(P_{VR})}{a_{g,SLV}} \quad [11.1]$$

Dalle 24 analisi svolte nello stato di fatto risulta che le vulnerabilità maggiori corrispondono a collassi parziali della struttura; questo è dovuto alla presenza di solai molto flessibili nel loro piano, che vanifica il comportamento scatolare della fabbrica muraria, facendo sì che ciascuna parete lavori in maniera autonoma.

In particolar modo, per quanto riguarda la direzione X, la pareti più debole risulta essere la parete 15 a causa della quantità di aperture presenti e alla riduzione di spessore tra il primo ed il secondo alzata. In particolare li maschio murario M214 (parete P15). In direzione Y, la parete più debole è la parete 7, nella quale la rottura coinvolge il maschio M113 del secondo alzata. Il livello di protezione globale della struttura è stato determinato pari al 27% dell'adeguamento sismico richiesto dalla Normativa.

Inoltre, dalle analisi svolte si evincono diverse carenze strutturali anche nei confronti delle azioni statiche per gli orizzontamenti di interpiano, in copertura. Tali problematiche però possono essere considerate di tipo localizzato e possono essere trascurate per la determinazione del comportamento globale della struttura stessa, ma sicuramente saranno oggetto di intervento di adeguamento per il raggiungimento del livello di protezione richiesto dalla Committenza

11. Definizione del livello operativo

In base a quanto riportato dalle Ordinanze di riferimento, viene determinato il livello operativo dell'edificio.

Al fine di determinare il livello operativo dell'edificio è stato eseguito un ulteriore sopralluogo in sito. Il fine di tale sopralluogo è stato quello di individuare le carenze presenti e i danni riportati dalla struttura in seguito agli eventi sismici, unitamente ad una loro documentazione fotografica mirata.

Per la definizione del livello operativo, in base alle informazioni raccolte nel sopralluogo, sono state compilate in modo "incrociato" le tabelle che la normativa vigente impone.

11.1. Definizione della soglia di danno

In seguito a sopralluogo effettuato, è stato possibile individuare la soglia di danno.

In particolare per la determinazione del danno si sono riscontrati:

Danni significativi:

- lesioni diffuse di qualunque tipo, nelle murature portanti e negli orizzontamenti, per una superficie totale degli elementi, a qualsiasi livello;
- lesioni concentrate passanti, nelle murature o nelle volte, di ampiezza superiore a 3mm;
- distacchi ben definiti tra strutture verticali ed orizzontamenti e all'intersezione di maschi murari.

Danni gravi:

- lesioni diagonali passanti che, in corrispondenza di almeno un livello, interessino almeno il 30% della superficie totale delle strutture portanti del livello medesimo.

Danni gravissimi:

- distacchi localizzati tra pareti con ampiezza superiori a 10 mm oppure distacchi con ampiezza superiori a 5 mm, che in corrispondenza di almeno un livello, interessino almeno il 30% della superficie totale delle strutture portanti del livello medesimo;
- distacchi ampi ed estesi dei solai dai muri (>5 mm) che, in corrispondenza di almeno un livello, interessino almeno il 30% della superficie totale delle strutture portanti al livello medesimo.

Alla luce dei danni riscontrati si riscontra in generale un DANNO GRAVISSIMO.

Tabella 1.1 –definizione delle soglie di danno: edifici in muratura
DANNO SIGNIFICATIVO
<p><i>È definita soglia di danno significativo la soglia minima di danno consistente in almeno una delle condizioni di seguito definite:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - lesioni diffuse di qualunque tipo, nelle murature portanti o negli orizzontamenti, per un'estensione pari al 30% della superficie totale degli elementi interessati, a qualsiasi livello - lesioni concentrate passanti, nelle murature o nelle volte, di ampiezza superiore a millimetri 3; - evidenza di schiacciamento nelle murature o nelle volte; - presenza di crolli significativi nelle strutture portanti, anche parziali; - distacchi ben definiti fra strutture verticali ed orizzontamenti e all'intersezione dei maschi murari; - è considerata condizione di danno significativo anche la perdita totale di efficacia, per danneggiamento o per crollo, di almeno il 50% delle tramezzature interne, ad uno stesso livello, purché connessa con una delle condizioni di cui sopra, prescindendo dalla entità fisica del danno.
DANNO GRAVE
<p><i>Si definisce danno grave quello consistente in almeno una delle condizione di seguito definite:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - lesioni diagonali passanti che, in corrispondenza di almeno un livello, interessino almeno il 30% della superficie totale delle strutture portanti del livello medesimo; - lesioni di schiacciamento che interessino almeno il 5% delle murature portanti; - crolli parziali delle strutture verticali portanti che interessino una superficie superiore al 5% della superficie totale delle murature portanti; - pareti fuori piombo per un'ampiezza superiore al 2%, da valutarsi in sommità o ai 2/3 dell'altezza di piano; - significativi cedimenti in fondazione, assoluti (superiori a 10 cm e inferiori a 20 cm) o differenziali (superiori a 0.002 L e inferiori a 0.004 L, dove L è la lunghezza della parete) o significativi fenomeni di dissesti idrogeologici.
DANNO GRAVISSIMO
<p><i>Si definisce danno gravissimo quello consistente in almeno due delle condizione di seguito definite:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - lesioni passanti nei maschi murari o nelle fasce di piano di ampiezza superiore a 10 mm che, in corrispondenza di almeno un livello, interessino almeno il 30% della superficie totale delle strutture portanti del livello medesimo; - lesioni a volte ed archi di ampiezza superiore a 4 mm in presenza di schiacciamenti che, in corrispondenza di almeno un livello, interessino almeno il 30% della superficie totale delle strutture portanti del livello medesimo; - lesioni di schiacciamento che interessino almeno il 10% delle murature portanti; - crolli parziali che interessino almeno il 20% in volume delle strutture portanti principali (muri o volte); - distacchi localizzati fra pareti con ampiezze superiori a 10 mm oppure distacchi con ampiezze superiori a 5 mm che, in corrispondenza di almeno un livello, interessino almeno il 30% della superficie totale delle strutture portanti del livello medesimo; - distacchi ampi ed estesi dei solai dai muri (>5 mm) che, in corrispondenza di almeno un livello, interessino almeno il 30% della superficie totale delle strutture portanti al livello medesimo; - pareti fuori piombo per spostamenti fuori dal piano di ampiezza superiore al 3% sull'altezza di un piano; - elevati cedimenti in fondazione, assoluti (superiori a 20 cm) o differenziali (superiori a 0.004 L, dove L è la lunghezza della parete) o rilevanti fenomeni di dissesti idrogeologici.

Tabella 38: Definizione di soglia di danno

Si riportano alcune immagini delle principali danni in corrispondenza delle parti strutturali.

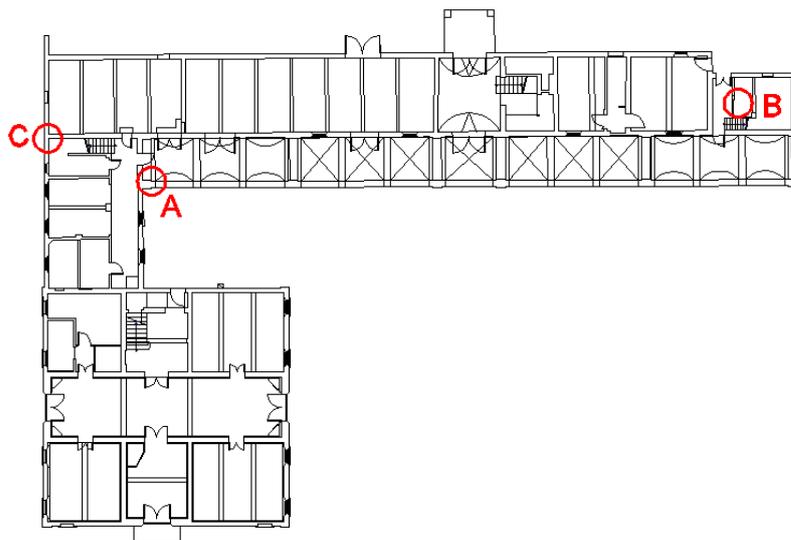


Figura 77: Posizione dei distacchi localizzati con ampiezza superiore a 10 mm



Figura 78: Posizione A



Figura 79: Posizione B



Figura 80: Posizione C

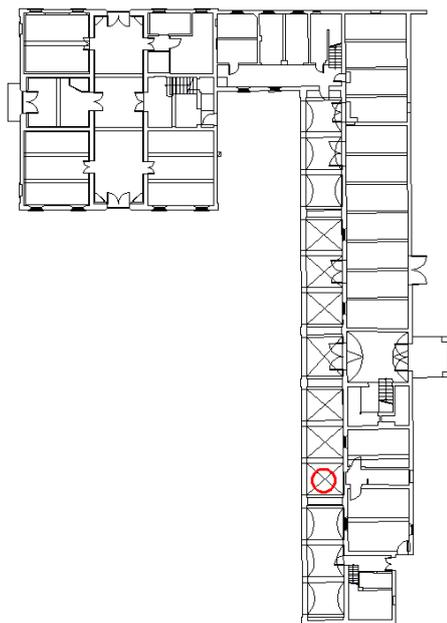


Figura 81: *Posizione delle volte lesionate*



Figura 82: *Lesione nelle volte*

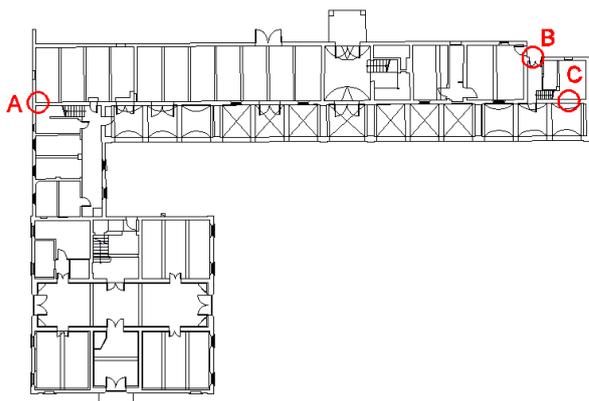


Figura 83: *Posizione delle principali lesioni passanti*



Figura 84: *Posizione A*



Figura 85: *Posizione B*



Figura 86: *Posizione C*

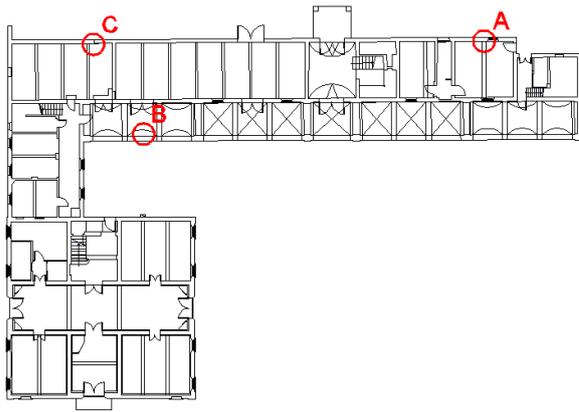


Figura 87: Posizione delle lesioni passanti e distacco solai dalle pareti



Figura 88: Posizione A, lesioni passanti



Figura 89: Posizione B, distacco solai dalle pareti



Figura 90: Posizione C distacco solai dalle pareti

Si definisce pertanto uno STATO DI DANNO 3: danno superiore al "danno grave" e inferiore o uguale al "danno gravissimo".

11.2. Definizione delle carenze

Per la determinazione delle carenze si hanno:

- presenza di muri portanti a 1 testa (con spessore ≤ 15 cm) per più del 15% (e meno del 30%) dello sviluppo dei muri interni (β);
- presenza di muratura con malta incoerente (facilmente rimovibile manualmente, senza l'ausilio di utensili, per almeno 1/3 dello spessore del muro) per uno sviluppo $\geq 40\%$ della superficie totale (α);
- presenza di muratura con malta friabile (facilmente rimovibile con utensili a mano senza percussione, per almeno 1/3 dello spessore del muro) per uno sviluppo $\geq 40\%$ della superficie totale (β);
- assenza diffusa o irregolarità di connessione della muratura alle angolate ed ai martelli (β);
- rapporto distanza tra pareti portanti successive/spessore muratura ≥ 14 (β);
- collegamenti degli orizzontamenti alle strutture verticali portanti inesistenti o inefficaci in modo diffuso (β);
- collegamento delle strutture di coperture alle strutture verticali inesistenti o inefficaci in modo diffuso (β);
- solai impostati su piani sfalsati con dislivello $> 1/3$ altezza interpiano, all'interno della u.s. (β)

Avendo riscontrato una presenza di carenze tipo $\beta > 6$, si definisce un GRADO ALTO.

Tabella 2.1 – definizione carenze: edifici in muratura			
	CARENZE	α	β
1	presenza di muri portanti a 1 testa (con spessore ≤ 15 cm) per più del 30% dello sviluppo dei muri interni o del 30% dello sviluppo di una parete perimetrale	x	
2	presenza di muri portanti a 1 testa (con spessore ≤ 15 cm) per più del 15% (e meno del 30%) dello sviluppo dei muri interni o del 15% (e meno del 30%) dello sviluppo di una parete perimetrale		x
3	presenza di muri portanti a doppio paramento (senza efficaci collegamenti - diatoni - tra i due paramenti), ciascuno a 1 testa (con spessore ≤ 15 cm) per più del 30% dello sviluppo dei muri interni o del 30% dello sviluppo di una parete perimetrale		x
4	cattiva qualità della tessitura muraria (caotica, sbazzata senza ricorsi e orizzontalità, assenza di diatoni, ...), per uno sviluppo ≥ 40 % della superficie totale	x	
5	cattiva qualità della tessitura muraria (caotica, sbazzata senza ricorsi e orizzontalità, assenza di diatoni, ...), per uno sviluppo < 40 % della superficie totale		x
6	presenza di muratura con malta incoerente (facilmente rimovibile manualmente, senza l'ausilio di utensili, per almeno 1/3 dello spessore del muro) per uno sviluppo ≥ 40 % della superficie totale	x	
7	presenza di muratura con malta friabile (facilmente rimovibile con utensili a mano senza percussione, per almeno 1/3 dello spessore del muro) per uno sviluppo ≥ 40 % della superficie totale		x
8	presenza di muratura portante in laterizio al alta percentuale di foratura (< 55 % di vuoti) per uno sviluppo ≥ 50 % della superficie resistente ad uno stesso livello		x
9	assenza diffusa o irregolarità di connessioni della muratura alle angolate ed ai martelli		x
10	murature portanti insistenti in falso su solai, in percentuale >25 % del totale anche ad un solo livello	x	
11	murature portanti insistenti in falso su solai, in percentuale ≤ 25 % del totale anche ad un solo livello		x
12	rapporto distanza tra pareti portanti successive/spessore muratura ≥ 14		x
13	collegamenti degli orizzontamenti alle strutture verticali portanti inesistenti o inefficaci in modo diffuso		x
14	collegamento delle strutture di copertura alle strutture verticali inesistenti o inefficaci in modo diffuso		x
15	solai impostati su piani sfalsati con dislivello $> 1/3$ altezza di interpiano, all'interno della u.s.		x
16	collegamenti inesistenti o inefficaci, in modo diffuso, fra elementi non strutturali e struttura		x
17	carenze manutentive gravi e diffuse su elementi strutturali		x
18	forti irregolarità della maglia muraria in elevazione, con aumento superiore al 100% della rigidezza e/o resistenza passando da un livello a quello soprastante	x	
19	forti irregolarità della maglia muraria in elevazione, con aumento superiore al 50% della rigidezza e/o resistenza passando da un livello a quello soprastante		x

Tabella 39: Definizione delle carenze

11.3. Definizione della vulnerabilità e del livello operativo allo stato di fatto

Il fattore di accelerazione ($f_{a_{SLV}}$) è definito dall'Ordinanza come rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (a_{SLV}) e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento ($a_{g,SLV}$), entrambe riferite alla categoria di sottosuolo A.

Il fattore di accelerazione, che esprime il grado di vulnerabilità della struttura, è stato ricavato mediante un'analisi di vulnerabilità mediante modello matematico, tramite il programma di calcolo 3MURI, dell'intero edificio.

Tale fattore risulta:

$$f_{a_{SLV}} = 0.277$$

Avendo determinato un fattore di accelerazione $f_{a_{SLV}} \leq 0.3$ e un GRADO ALTO di definizione delle carenze si ottiene una VULNERABILITA' ALTA.

In base alla Tabella 3 dell' Ordinanza per la definizione dei livelli operativi, ad uno "stato di danno 3" e una "vulnerabilità media" corrisponde un **LIVELLO OPERATIVO E2**.

Tabella 3- Definizione dei "livelli operativi"				
	Stato di danno 1	Stato di danno 2	Stato di danno 3	Stato di danno 4
Vulnerabilità Bassa	B-C	B-C	E ₀	E ₂
Vulnerabilità Media	B-C	E ₀	E ₁	E ₃
Vulnerabilità Alta	B-C	E ₁	E ₂	E ₃
<i>Stato di danno 1: danno inferiore al "danno significativo"</i> <i>Stato di danno 2: danno compreso tra "danno significativo" e "danno grave"</i> <i>Stato di danno 3: danno compreso tra "danno grave" e "danno gravissimo"</i> <i>Stato di danno 4: danno superiore a "danno gravissimo"</i>				
Vulnerabilità Bassa: fattore di accelerazione ^(*) superiore a 0.5 e "basso grado carenze" Vulnerabilità Media: nei casi non classificati come <i>Vulnerabilità Bassa</i> o <i>Vulnerabilità Alta</i> Vulnerabilità Alta: fattore di accelerazione ^(*) inferiore a 0.3 o "alto grado carenze"				

Tabella 91: Definizione dei livelli operativi

12. Progetto di adeguamento sismico

Nel presente capitolo si vuole descrivere tutti gli interventi progettati per l'edificio oggetto di studio, tali da permettere alla struttura di rispondere ai requisiti di sicurezza che la normativa attuale impone.

Alla luce dei risultati ottenuti dall'analisi dello stato di fatto e dai sopralluoghi effettuati sono stati valutati progettati interventi di carattere globale e locale.

L'intervento sicuramente più rilevante riguarda la creazione del giunto sismico. Tale scelta progettuale scaturisce da una attenta analisi e dalle indicazioni fornite in letteratura sismica e dalla normativa sismica.

È ben noto che il comportamento sismico di una struttura è fortemente legato alla sua geometria e distribuzione delle masse, in particolar modo strutture regolari e simmetriche, sia in pianta che altezza, presentano una risposta nei confronti di eventi sismici sicuramente migliore di strutture con distribuzione non regolare. Questa risposta risulta migliore o peggiore indipendentemente dalle caratteristiche meccaniche dei materiali, ciò vuol dire che a parità di caratteristiche meccaniche strutture regolari e simmetriche risultano avere un comportamento dinamico decisamente migliore.

Sulla base di tali osservazioni è stato deciso di realizzare un giunto sismico tra i due edifici, quello centrale costituito dalle abitazioni patronali e quello laterale. Per tale motivo fin dall'inizio della presente tesi è stata adottata la dicitura "corpo centrale" e "corpo laterale".

Dagli elaborati grafici si può immediatamente osservare la perfetta regolarità del corpo centrale (fig.92), mentre il corpo laterale (fig.93,94) assume un buon grado di regolarità.

Ulteriore spinta verso la scelta del giunto è legata alle condizioni dello stato di fatto, infatti gli elementi resistenti del corpo centrale risultano essere in condizioni migliori, inoltre la qualità dei dettagli costruttivi è buona (ammorsamenti, spessore dei muri, ecc.)

Per quanto riguarda il corpo laterale, come è stato già messo in evidenza, sono stati individuati un forte degrado degli elementi resistenti e l'assenza del comportamento scatolare.

Va ora sottolineato che in assenza di giunto sismico, la normativa impone un intervento di miglioramento rispetto alle condizioni iniziali (cap.8.4.2 NTC08).

Nel momento in cui viene separata la struttura mediante giunto, si apporta una modifica alla struttura tale da risultare differente dall'organismo edilizio precedente, in questi casi la normativa impone di procedere con l'adeguamento sismico della struttura (cap. 8.4.1 NTC08).

La scelta definitiva per reintrodurre il giunto sismico è stata effettuata in base ad uno studio relativo agli interventi da eseguire al fine di giungere ad un grado di miglioramento idoneo e conforme con la normativa. Il presente studio ha evidenziato come gli tali interventi dovessero essere di notevole entità proprio per la particolare conformazione del fabbricato, mentre risulta economicamente conveniente introdurre il giunto ed eseguire un adeguamento sismico.

Si riportano di seguito le piante e sezioni delle unità strutturali separate.

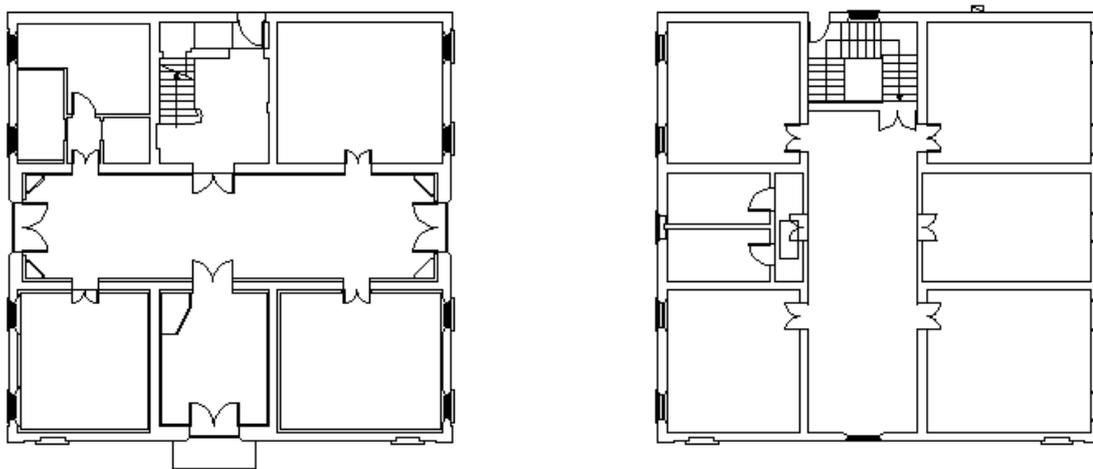


Figura 92: *Planimetria piano terra e primo piano corpo centrale*

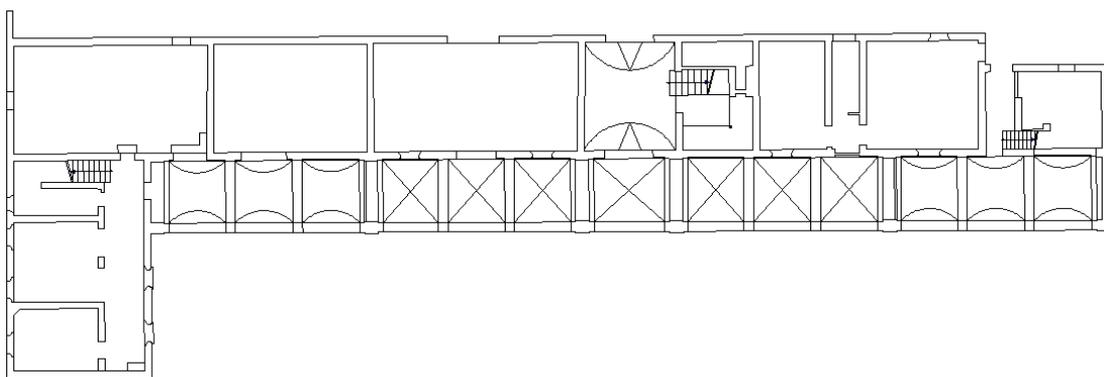


Figura 93: *Planimetria piano terra corpo laterale*

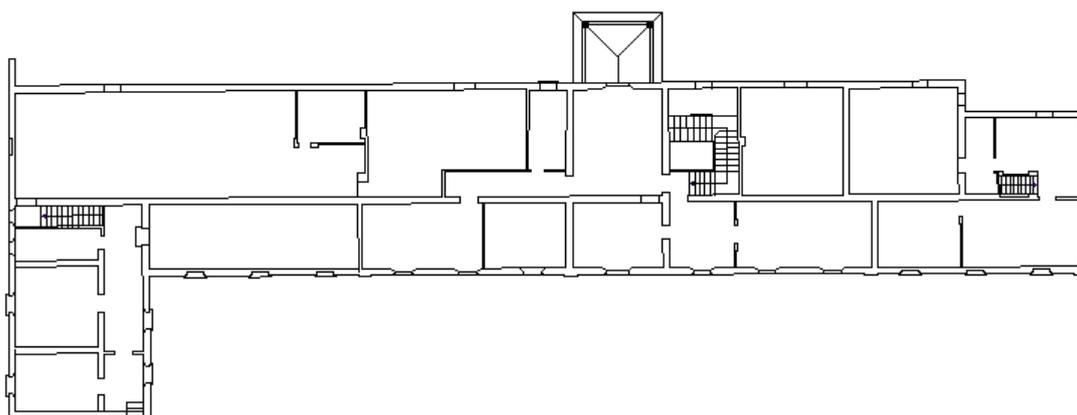


Figura 94: *Planimetria primo piano corpo laterale*

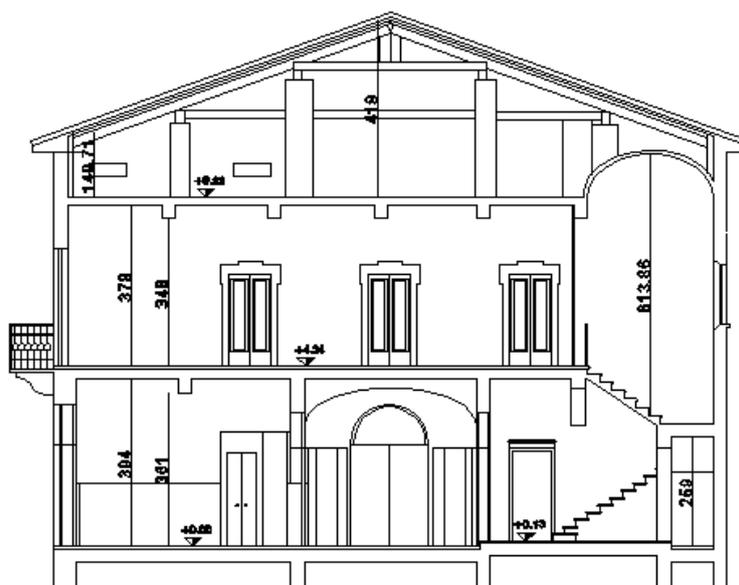


Figura 95: *Sezione corpo centrale*

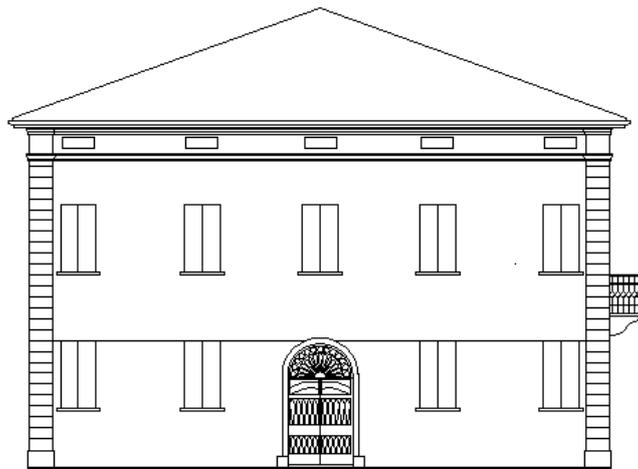


Figura 96: *Prospetto nord corpo centrale*

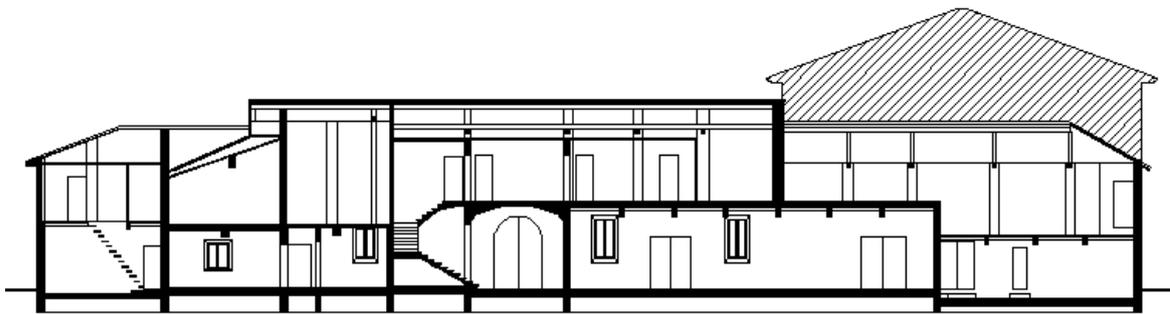


Figura 97: *Sezione corpo laterale*

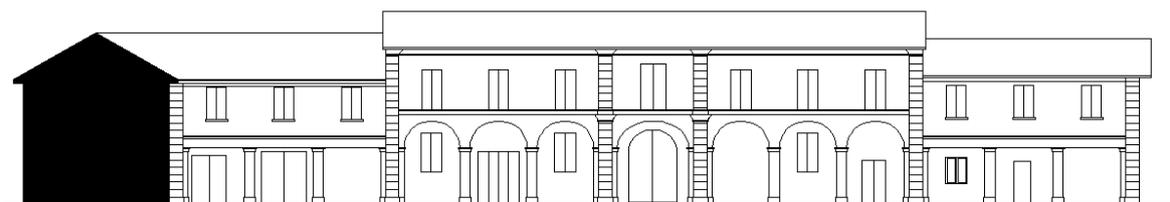


Figura 98: *Prospetto ovest corpo laterale*

Successivamente sono stati individuati gli elementi resistenti da sostituire o rinforzare.

Per il corpo centrale si è deciso di sostituire l'orditura secondaria dei solai (travetti e tavolato) mentre sono risultati staticamente idonee le travi principali. Si è proceduto anche a migliorare, mediante iniezione, le due pareti al primo livello appartenenti ai prospetti sud e nord.

Per il corpo laterale, visto l'elevato stato di degrado degli elementi è stato deciso la completa sostituzione delle strutture lignee dei solai. Sono stati necessari introdurre ampliamenti degli spessori dei muri ad una testa e la realizzazione di un nuovo muro al piano terra. Altri interventi di rinforzo mediante intonaco armato riguardano le pareti sotto il porticato.

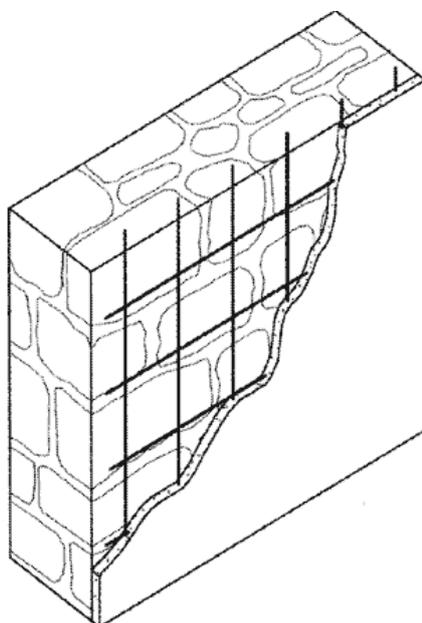


Figura 99: *Schema di intonaco armato*

Si è deciso di intervenire mediante materiale fibrorinforzante per il miglioramento del comportamento strutturale delle volte e all'inserimento di barre all'interno di fori che vanno ad interessare murature ortogonali tra loro, in modo tale da garantire un buon ammorsamento tra le parti. Tale tecnica risulta essere di facile messa in opera ed a livello strutturale risulta essere migliore della tecnica "scuci cuci".

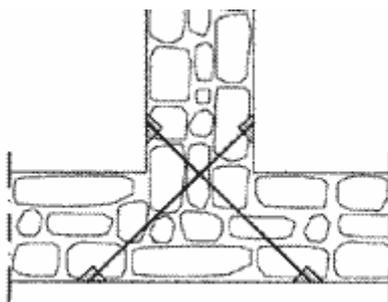


Figura 100: *Ammorsamento pareti*

Ulteriore intervento di carattere globale che interessa gli impalcati di tutto l'edificio è rappresentato dalla realizzazione di una soletta collaborante in cls alleggerito su tutti i solai. Tale soletta è resa collaborante con la struttura lignea mediante connettori metallici.

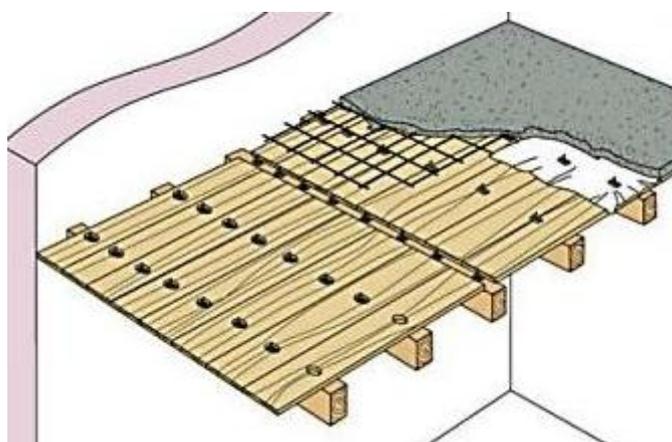


Figura 101: *Solaio con connettori*

Per il sottotetto del corpo centrale è stato progettato un sistema di cerchiatura dei pilastri in muratura, la cui cerchiatura viene saldamente collegata ai muri sottostanti il pilastro.

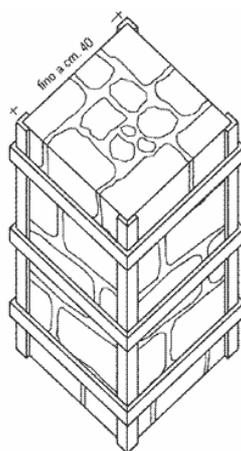


Figura 102: *Pilastro cerchiato*

Per entrambe le coperture si è considerata la sostituzione delle strutture portanti e la realizzazione di un doppio tavolato incrociato.

Gli interventi relativi al solaio e alle coperture hanno come fine comune l'aumento della rigidità di tali elementi nel proprio piano, questi realizzati mediante un corretto collegamento con le strutture murarie verticali permettono di avere un efficace comportamento scatolare della struttura.

È stato anche progettata la realizzazione di un cordolo di calcestruzzo a livello del tetto in modo da migliorare ulteriormente il collegamento tra pareti.

Questi tipologie di intervento permettono di ottenere strutture avente una buona rigidità di piano (teoricamente si vorrebbe solai infinitamente rigidi) al quale segue una buona redistribuzione delle azioni orizzontali su i vari elementi resistenti verticali, a fronte di un modesto aumento dei carichi verticali e delle masse.

12.1. Proprietà dei materiali

Qui di seguito vengono ora riportate tutte le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nella realizzazione del modello relativo allo stato di progetto.

Per il corpo laterale, dove si è decisi di sostituire completamente le strutture portanti lignee, si è optato per l'impiego di elementi in legno lamellare. Questi elementi hanno il pregio di offrire delle caratteristiche meccaniche migliori a confronto di una spesa economica inferiore a quella del legno massiccio, soprattutto per le travi principali di grande dimensioni. Nel corpo laterale, allo stato di fatto sono presenti diversi pannelli murari realizzati ad una testa. Tali elementi, i quali risultano lesionati e de de gradati, non soddisfano le condizioni di snellezza imposte dalla normativa e risultano essere inadeguati alla funzione statica, vengono sostituiti con muratura nuova realizzata a due teste.

12.1.1. Muratura

Le proprietà meccaniche degli elementi strutturali dell'edificio sono state assunte alla luce delle prove condotte in cantiere come precedentemente esposto.

Si riassumono successivamente i valori utilizzati per le verifiche degli elementi resistenti a partire dai valori medi sotto riportati.

Per gli elementi composti da muratura esistente in mattoni pieni e malta di calce sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza media a compressione	$f_k = 2.50 \text{ MPa};$
- Resistenza media a taglio	$f_{vk0} = 0.12 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità secante	$E_k = 1800 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità tangenziale	$G_k = 720 \text{ MPa};$
- Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.15;$
- Peso specifico	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3.$

In base alle prove svolte si ritiene raggiunta una conoscenza adeguata della struttura, per cui le resistenze assunte per le verifiche sono state calcolate assumendo un fattore di confidenza $FC = 1.0$ relativo al livello di conoscenza LC3.

Per l'analisi, il coefficiente parziale di sicurezza è pari a $\gamma_M = 3$.

Pertanto si ha:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{2.50}{3 \cdot 1.0} = 0.83 \text{ MPa} \quad [12.1]$$
$$f_{vd0} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{0.12}{3 \cdot 1.0} = 0.04 \text{ MPa}$$

Per alcune pareti è necessario eseguire delle iniezioni all'interno della muratura in modo tale da migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura. Tale intervento riguarda prevalentemente le murature del primo livello del corpo centrale.

Per gli elementi composti da muratura in mattoni pieni e malta di calce e iniezioni sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza media a compressione	$f_k = 3.00 \text{ MPa};$
- Resistenza media a taglio	$f_{vk0} = 0.14 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità secante	$E_k = 2160 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità tangenziale	$G_k = 864 \text{ MPa};$
- Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.15;$
- Peso specifico	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3.$

In base alle prove svolte si ritiene raggiunta una conoscenza adeguata della struttura, per cui le resistenze assunte per le verifiche sono state calcolate assumendo un fattore di confidenza $FC = 1.0$ relativo al livello di conoscenza LC3.

Per l'analisi, il coefficiente parziale di sicurezza è pari a $\gamma_M = 3$. Pertanto si ha:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{3}{3 \cdot 1.0} = 1.00 \text{ MPa} \quad [12.2]$$

$$f_{vd0} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{0.14}{3 \cdot 1.0} = 0.047 \text{ MPa}$$

Per gli elementi strutturali che vengono demoliti e successivamente ricostruiti in mattoni pieni e malta di calce sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza media a compressione	$f_k = 5 \text{ MPa};$
- Resistenza media a taglio	$f_{vk0} = 0.29 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità secante	$E_k = 5000 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità tangenziale	$G_k = 2000 \text{ MPa};$
- Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.15;$
- Peso specifico	$\gamma = 12 \text{ kN/m}^3.$

Per l'analisi, il coefficiente parziale di sicurezza è pari a $\gamma_M = 3$. Pertanto si ha:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{5}{3 \cdot 1.0} = 1.67 \text{ MPa} \quad [12.3]$$

$$f_{vd0} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{0.29}{3 \cdot 1.0} = 0.10 \text{ MPa}$$

Per alcune pareti del corpo laterale si è deciso di intervenire con l'esecuzione di un intonaco armato al fine di migliorare il comportamento statico della muratura esistente. Per gli elementi composti da muratura esistente in mattoni pieni e malta di calce e la realizzazione dell'intonaco armato di 3 cm di spessore per lato, sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza media a compressione	$f_k = 3.75 \text{ MPa};$
- Resistenza media a taglio	$f_{vk0} = 0.18 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità secante	$E_k = 2700 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità tangenziale	$G_k = 1080 \text{ MPa};$
- Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.15;$
- Peso specifico	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3.$

Per l'analisi, il coefficiente parziale di sicurezza è pari a $\gamma_M = 3$. Pertanto si ha:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{3.75}{3 \cdot 1.0} = 1.25 \text{ MPa} \quad [12.4]$$

$$f_{vd0} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{0.18}{3 \cdot 1.0} = 0.06 \text{ MPa}$$

12.1.2. Legno

Nel definire le proprietà del legno, si è fatto riferimento alla specie “Abete Nord” (A/N) e ad una classe di servizio 2, che corrisponde ad un ambiente con temperatura di 20°C e un’umidità relativa dell’aria non superiore all’85%.

Sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche, tipiche di un legname di media qualità:

- Resistenza caratteristica a flessione	$f_{mk} = 23 \text{ MPa};$
- Resistenza caratteristica a taglio	$f_{vk} = 2.50 \text{ MPa};$
- Resistenza caratteristica a compressione parallela alle fibre	$f_{c0k} = 20 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità	$E_k = 10500 \text{ MPa};$
- Peso specifico	$\gamma = 4.15 \text{ kN/m}^3.$

Per gli elementi in legno si ritiene raggiunta una conoscenza limitata, per cui le resistenze di progetto sono state ottenute assumendo un fattore di confidenza $FC = 1.35$ relativo al livello di conoscenza LC1; il coefficiente parziale di sicurezza è pari a $\gamma_M = 1.5$.

Il coefficiente correttivo k_{mod} tiene conto degli effetti della durata del carico e dell’umidità della struttura sulle caratteristiche meccaniche del legno. Nel caso di combinazione di carico comprendente azioni appartenenti a classi di durata differenti si adotta il valore di k_{mod} relativo all’azione di minor durata (il carico neve è stato valutato, in base al sito in esame, di media durata). Pertanto si ha:

$$\begin{aligned} f_{md} &= \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 23}{1.35 \cdot 1.5} = 9.09 \text{ MPa} \\ f_{vd} &= \frac{k_{mod} \cdot f_{vk}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 2.5}{1.35 \cdot 1.5} = 0.99 \text{ MPa} \\ f_{cd0} &= \frac{k_{mod} \cdot f_{ck0}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 20}{1.35 \cdot 1.5} = 7.90 \text{ MPa} \end{aligned} \quad [12.5]$$

Mentre per quanto riguarda gli elementi in legno che vengono sostituiti, si è considerato sempre un tipo di legno di specie Abete Nord” (A/N) e ad una classe di servizio 2. Di conseguenza le proprietà meccaniche relative a tali elementi risultano:

$$\begin{aligned}
 f_{md} &= \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 23}{1.5} = 12.27 \text{ MPa} \\
 f_{vd} &= \frac{k_{mod} \cdot f_{vk}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 2.5}{1.5} = 1.33 \text{ MPa} \\
 f_{cd0} &= \frac{k_{mod} \cdot f_{ck0}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 20}{1.5} = 10.67 \text{ MPa}
 \end{aligned}
 \tag{12.6}$$

Per quanto riguarda le verifiche di deformabilità, verrà valutata la deformabilità sia a breve che a lungo termine. Per le verifiche a lungo termine i valori del modulo elastico dovranno essere opportunamente ridotti attraverso il fattore k_{def} ; per la classe di servizio 2 si ha:

$$E_{def} = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot E_k = \frac{1}{1 + 0.8} \cdot 10500 = 5833 \text{ MPa}
 \tag{12.7}$$

12.1.3. Legno lamellare

Per il corpo laterale sono state completamente sostituite le strutture lignee, poiché si presentavano in un avanzato stato di degrado, il quale comprometteva il loro utilizzo come elementi strutturali portanti.

Nel definire le proprietà del legno lamellare, si è assunto un legno tipo “GL28” (equivalente a “BS14”) e ad una classe di servizio 2, che corrisponde ad un ambiente con temperatura di 20°C e un’umidità relativa dell’aria non superiore all’85%.

Sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica a flessione	$f_{mk} = 28 \text{ MPa};$
- Resistenza caratteristica a taglio	$f_{vk} = 2.70 \text{ MPa};$
- Resistenza caratteristica a compressione parallela alle fibre	$f_{c0k} = 26.5 \text{ MPa};$
- Modulo di elasticità	$E_k = 12500 \text{ MPa};$
- Peso specifico	$\gamma = 4.15 \text{ kN/m}^3.$

Per gli elementi in legno lamellare il coefficiente parziale di sicurezza è stato assunto pari a $\gamma_M = 1.45$.

Il coefficiente correttivo k_{mod} tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità della struttura sulle caratteristiche meccaniche del legno. Nel caso di combinazione di carico comprendente azioni appartenenti a classi di durata differenti si adotta il valore di k_{mod} relativo all'azione di minor durata (il carico neve è stato valutato, in base al sito in esame, di media durata). Pertanto si ha:

$$\begin{aligned}
 f_{md} &= \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 28}{1.45} = 15.45 \text{ MPa} \\
 f_{vd} &= \frac{k_{mod} \cdot f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 2.5}{1.45} = 1.49 \text{ MPa} \\
 f_{cd0} &= \frac{k_{mod} \cdot f_{ck0}}{\gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 26.5}{1.45} = 14.62 \text{ MPa}
 \end{aligned}
 \tag{12.8}$$

Per quanto riguarda le verifiche di deformabilità, verrà valutata la deformabilità sia a breve che a lungo termine. Per le verifiche a lungo termine i valori del modulo elastico dovranno essere opportunamente ridotti attraverso il fattore k_{def} ; per la classe di servizio 2 si ha:

$$E_{def} = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot E_k = \frac{1}{1 + 0.8} \cdot 12500 = 6944.44 \text{ MPa}
 \tag{12.9}$$

12.1.4. Cemento armato

Per la realizzazione della soletta in calcestruzzo al di sopra della struttura lignea si è considerato un calcestruzzo leggero classe di resistenza (UNI EN 206-1) LC 30/33 e un acciaio per le armature dei travetti B450C, per cui si assumono le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica a compressione calcestruzzo $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione calcestruzzo $f_{ck} = 31,50 \text{ MPa}$;
- Modulo di elasticità calcestruzzo $E = 20000 \text{ MPa}$;
- Coefficiente di viscosità $\varphi = 2$
- Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo $\gamma_M = 1.5$
- Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio $\gamma_M = 1.15$
- Resistenza caratteristica a rottura acciaio $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$;
- Resistenza caratteristica a snervamento acciaio $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$;

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{FC \cdot \gamma_M} = 0.85 \cdot \frac{25}{1.35 \cdot 1.5} = 10.50 \text{ MPa} \quad [12.10]$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{450}{1.35 \cdot 1.15} = 289.85 \text{ MPa}$$

12.1.5. Connettori metallici

Per realizzare un adeguato collegamento tra struttura lignea e soletta in calcestruzzo, al fine di limitare gli scorrimenti tra i due, si inserisco dei connettori.

Tali elementi sono costituiti da viti da legno con testa esagonale conformi a norma UNI 704, DIN 571.

Nei solai vengono impiegati due connettori distinti a seconda se inseriti su trave o travetto:

- $\phi = 14 \text{ mm}$ per connettori su trave

- $\phi = 12$ mm per connettori su trave
- $\phi = 8$ mm per connettori su travetti

Le caratteristiche meccaniche di tali connettori sono state assunte pari a:

- Resistenza caratteristica a snervamento $f_{yk} = 900$ MPa;
- Modulo di elasticità $E = 210000$ MPa;
- Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_M = 1.25$

Pertanto si ha:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{900}{1.25} = 720 \text{ MPa} \quad [12.11]$$



Figura 103: *Dettaglio del connettore e vista della messa in opera*

12.2. Analisi dei carichi di progetto

12.2.1. Primo impalcato corpo centrale

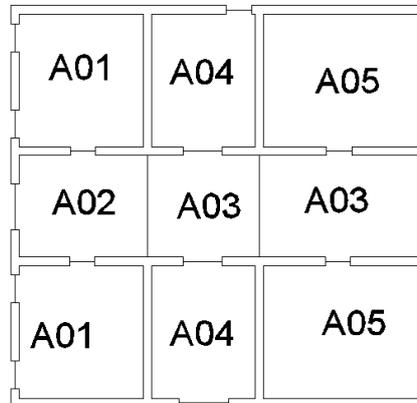


Figura 104: Nomenclatura dei solai del primo impalcato corpo centrale

Solaio A01

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1.0 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 50 cm)	0.14
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 23x23 cm)	0.05
		1.05
G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Intonaco/controsoffitto</i>		0.40
		1.25
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A02

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1.0 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 6x8 cm, interasse 50 cm)	0.04
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 20x20 cm, interasse 0.80 m)	0.25
		<hr/> 1.14

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Incidenza tramezzi</i>		0.80
<i>Intonaco/ Controsoffitto</i>		0.40
		<hr/> 2,05

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A03

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0,80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 6x8 cm, interasse 50 cm)	0.04
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 20x20 cm, interasse 0.80 m)	0.25
		<hr/> 1.14

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Controsoffitto/ Intonaco</i>		0.40
		<hr/> 1.25

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A04

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1.0 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 50 cm)	0.14
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 23x23 cm)	0.05
		<hr/> 1.05

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Intonaco/controsoffitto</i>		0.40
		<hr/> 1.25

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A05

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1.0 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 50 cm)	0.14
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 23x23 cm)	0.05
		<hr/> 1.05

G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Intonaco/controsoffitto</i>		0.40
		<hr/> 1.25

Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

12.2.2. Primo impalcato corpo centrale

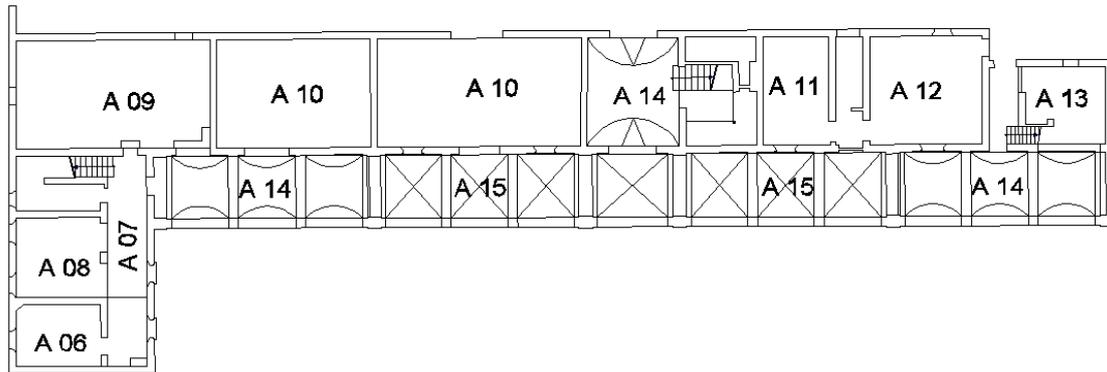


Figura 105: Nomenclatura dei solai del primo impalcato corpo laterale

Solaio A06

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1.0 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x10 cm, interasse 50 cm)	0.10
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 16x20 cm)	0.04
		<hr/> 1.00
G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Intonaco/controsoffitto</i>		0.40
<i>Tramezzi</i>		0.80
		<hr/> 2.05
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A07

G_{1k} kN/m^2

<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1.0 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x10 cm, interasse 50 cm)	0.10
		1.00

G_{2k} kN/m^2

<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Intonaco/controsoffitto</i>		0.40
		1.25

Q_{k1} kN/m^2

<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00
-------------------------------------	---------------	-------------

Solaio A08

G_{1k} kN/m^2

<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1.0 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x10 cm, interasse 50 cm)	0.10
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 16x20 cm)	0.04
		1.00

G_{2k} kN/m^2

<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Intonaco/controsoffitto</i>		0.40
<i>Tramezzi</i>		0.80
		2.05

Q_{k1} kN/m^2

<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00
-------------------------------------	---------------	-------------

Solaio A09

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1.0 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x10 cm, interasse 50 cm)	0.10
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 16x20 cm)	0.04
		<hr/>
		1.00
G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Intonaco/controsoffitto</i>		0.40
<i>Tramezzi</i>		0.80
		<hr/>
		2.05
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A10

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1.0 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x10 cm, interasse 50 cm)	0.10
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 16x20 cm)	0.04
		<hr/>
		1.00
G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Intonaco/controsoffitto</i>		0.40
<i>Tramezzi</i>		0.80
		<hr/>
		2.05
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

Solaio A11

G_{1k} kN/m^2

<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1.0 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x10 cm, interasse 50 cm)	0.10
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 18x20 cm)	0.06
		1.01

G_{2k} kN/m^2

<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Intonaco/controsoffitto</i>		0.40
<i>Tramezzi</i>		0.80
		2.05

Q_{k1} kN/m^2

Ambienti ad uso residenziale (Categoria A) **2.00**

Solaio A12

G_{1k} kN/m^2

<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1.0 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x10 cm, interasse 50 cm)	0.10
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 18x20 cm)	0.04
		1.01

G_{2k} kN/m^2

<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Intonaco/controsoffitto</i>		0.40
<i>Tramezzi</i>		0.80
		2.05

Q_{k1} kN/m^2

Ambienti ad uso residenziale (Categoria A) **2.00**

Solaio A13

G_{1k} kN/m^2

<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1.0 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x10 cm, interasse 50 cm)	0.10
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 16x20 cm)	0.04
		1.00

G_{2k} kN/m^2

<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>Massetto</i>	(premiscelato leggero, sp. 5.0 cm)	0.55
<i>Intonaco/controsoffitto</i>		0.40
<i>Tramezzi</i>		0.80
		2.05

Q_{k1} kN/m^2

Ambienti ad uso residenziale (Categoria A) **2.00**

Solaio A14 (volta a botte)

G_{1k} kN/m^2

Volta in laterizio **0.90**

G_{2k} kN/m^2

<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>riempimento</i>	(spessore equivalente. 33 cm)	3.63
<i>Intonaco</i>		0.20
<i>Tramezzi</i>		0.80
		4.93

Q_{k1} kN/m^2

Ambienti ad uso residenziale (Categoria A) **2.00**

Solaio A15 (volta a crociera)

G_{1k}		kN/m^2
<i>Volta in laterizio</i>		0.90
G_{2k}		kN/m^2
<i>Pavimento</i>	(gres, sp. 2.0 cm)	0.30
<i>riempimento</i>	(spessore equivalente. 34 cm)	3.74
<i>Intonaco</i>		0.20
<i>Tramezzi</i>		0.80
		<hr/> 5.04
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	2.00

12.2.3. *Impalcato del sottotetto (corpo centrale)*

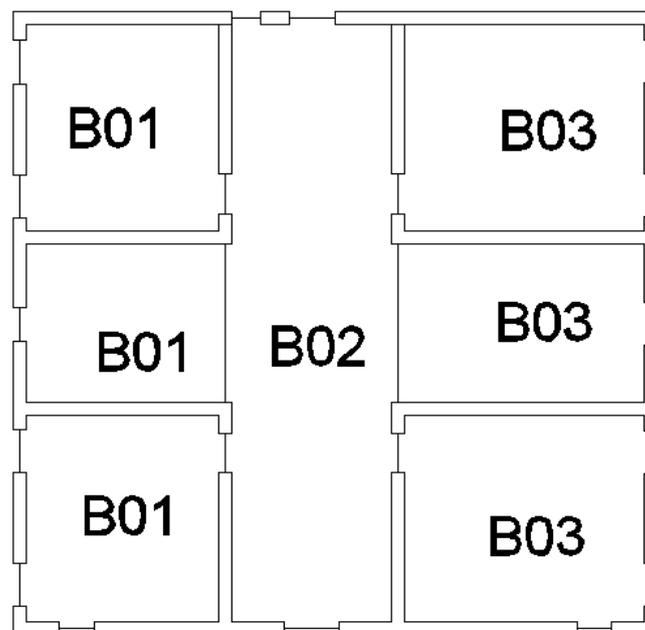


Figura 106: *Nomenclatura del sottotetto corpo centrale*

Solaio B01

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 0.50 cm)	0.14
<i>Peso proprio travi</i>	(legno, sezione 23x23 cm)	0.05
		<hr/>
		1.04
G_{2k}		kN/m^2
<i>Incidenza tramezzi</i>		0.80
<i>Intonaco/controsoffitto</i>		0.40
		<hr/>
		1.20
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	0.50

Solaio B02

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp. 1 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 50 cm)	0.12
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 23x23 cm)	0.11
		<hr/>
		1.08
G_{2k}		kN/m^2
<i>Intonaco/controsoffitto</i>	(sp. 1 cm)	0.40
<i>Incidenza tramezzi</i>		0.80
		<hr/>
		1.20
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	0.50

Solaio B03

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio soletta</i>	(calcestruzzo sp. 5 cm)	0.80
<i>Peso proprio tavolato</i>	(legno, sp 1 cm)	0.05
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 10x14 cm, interasse 50 cm)	0.15
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 23x23 cm)	0.09
		<hr/>
		1.09
G_{2k}		kN/m^2
<i>Intonaco/controsoffitto</i>	(sp. 1 cm)	0.40
<i>Incidenza tramezzi</i>		0.80
		<hr/>
		1.20
Q_{k1}		kN/m^2
<i>Ambienti ad uso residenziale</i>	(Categoria A)	0.50

12.2.4. Copertura (corpo centrale)

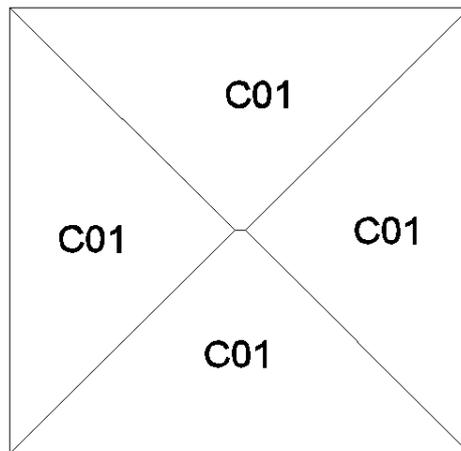


Figura 107: Nomenclatura dei coperture corpo centrale

Solaio C01

G_{1k}		kN/m^2
<i>Peso proprio tavolato doppio</i>	(legno, sp. 6 cm)	0.30
<i>Peso proprio travetti</i>	(legno, sezione 15x15 cm, interasse 50 cm)	0.23
<i>Peso proprio trave</i>	(legno, sezione 25x25 cm)	0.16
		<hr/>
		0.69

G_{2k}		kN/m^2
<i>Coppi</i>		0.80

Q_{k3}		kN/m^2
<i>Neve</i>		0.80

12.2.5. Copertura (corpo laterale)

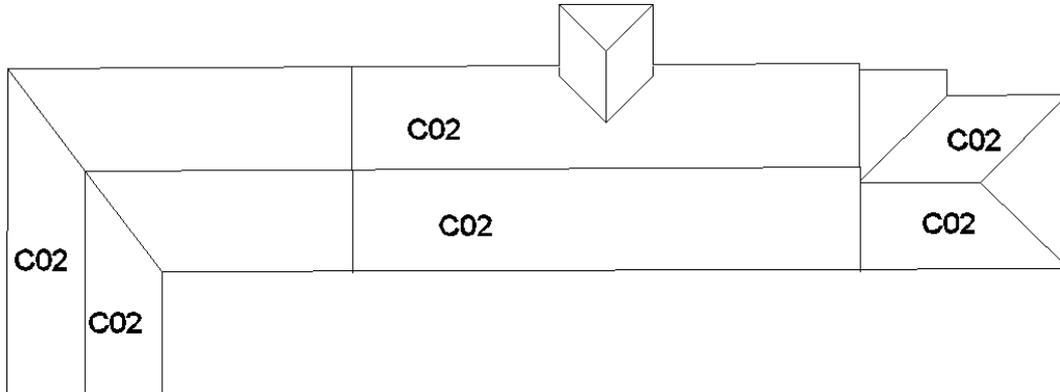


Figura 108: Nomenclatura dei coperture corpo laterale

Solaio C02

G_{1k}		kN/m^2
Peso proprio tavolato doppio	(legno, sp. 6 cm)	0.30
Peso proprio travetti	(legno, sezione 10x10 cm, interasse 50 cm)	0.10
Peso proprio trave	(legno, sezione 25x25 cm)	0.15
		0.55
G_{2k}		kN/m^2
Coppi		0.80
Q_{k3}		kN/m^2
Neve		0.80

12.3. Descrizione della modellazione

La determinazione del carico sismico, carico neve, basi teoriche per la modellazione mediante programma 3MURI è del tutto uguale alla procedura descritta nello stato di fatto al capitolo 6. Per tale motivo si riportano solo le immagini relative ai due nuovi modelli realizzati separatamente.

Viste del modello relative al corpo centrale:

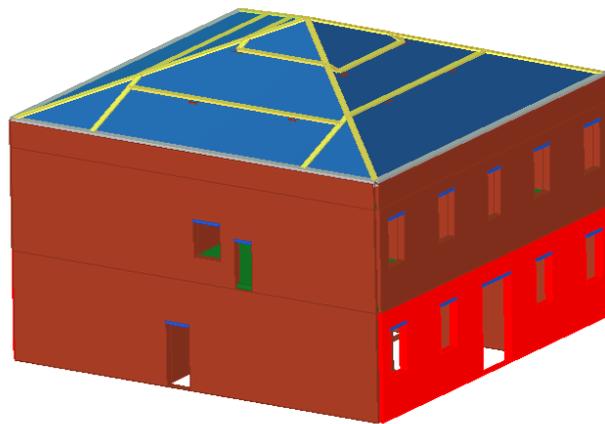


Figura 109: *Corpo centrale: viste tridimensionali globali*

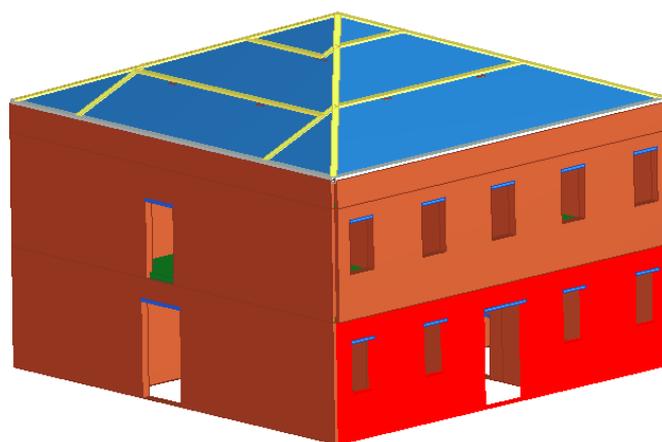


Figura 110: *Corpo centrale: viste tridimensionali globali*

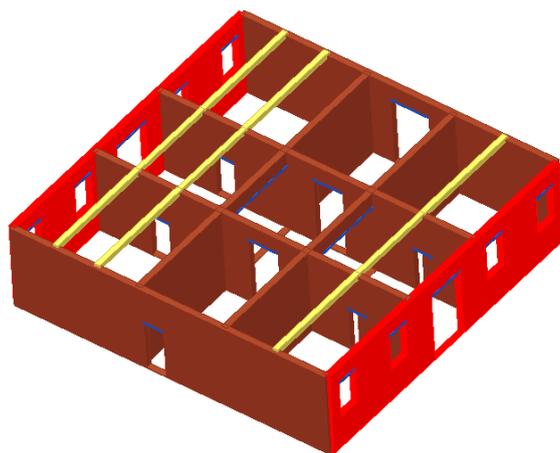


Figura 111: *Corpo centrale: vista tridimensionale del primo impalcato*

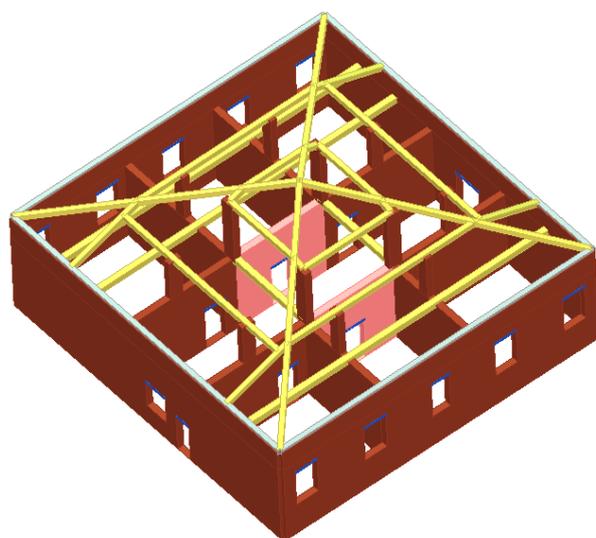


Figura 112: *Corpo centrale: viste tridimensionali del secondo impalcato*



Figura 113: *Corpo centrale: viste tridimensionali del secondo impalcato*

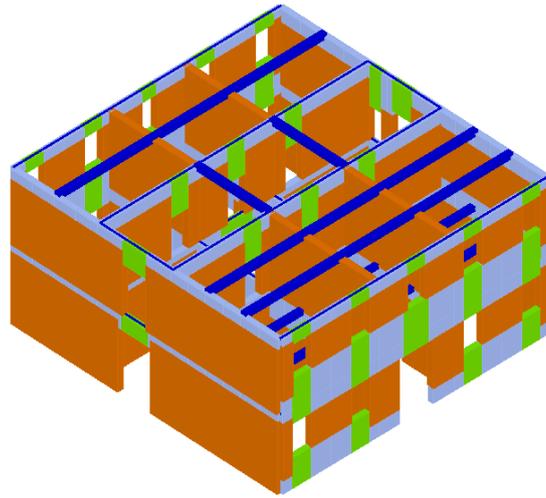


Figura 114: *Corpo centrale: viste della mesh strutturale*

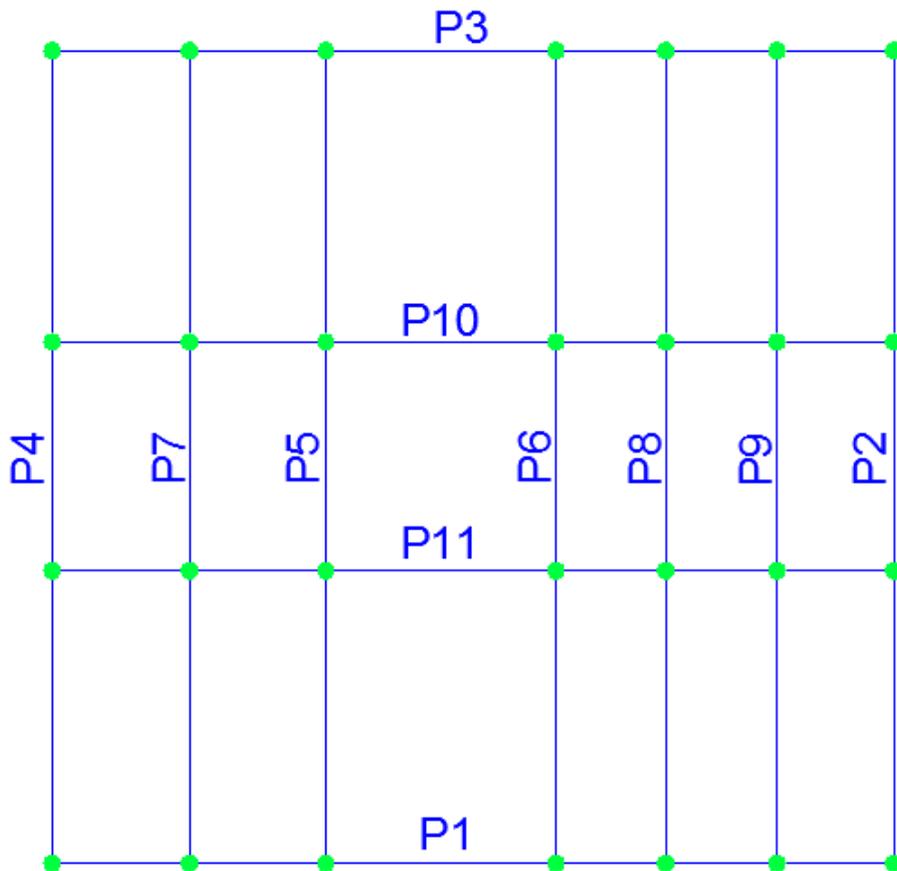


Figura 115: *Pareti considerate per il corpo centrale*

Viste del modello relative al corpo laterale:

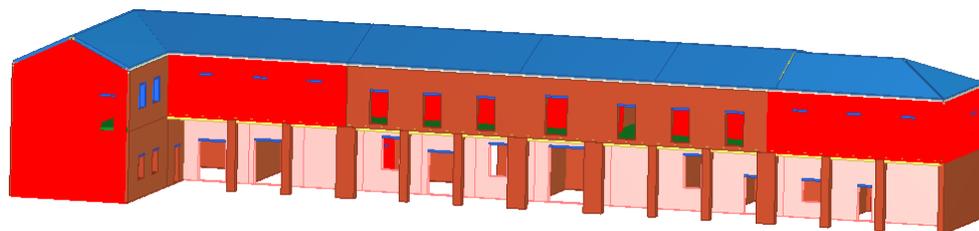


Figura 116: *Corpo laterale: vista tridimensionale globale*

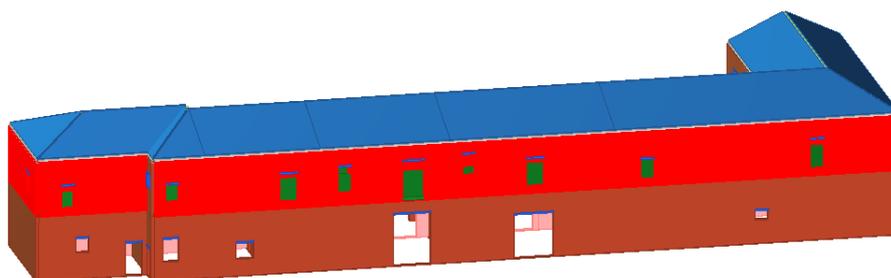


Figura 117: *Corpo laterale: vista tridimensionale globale*

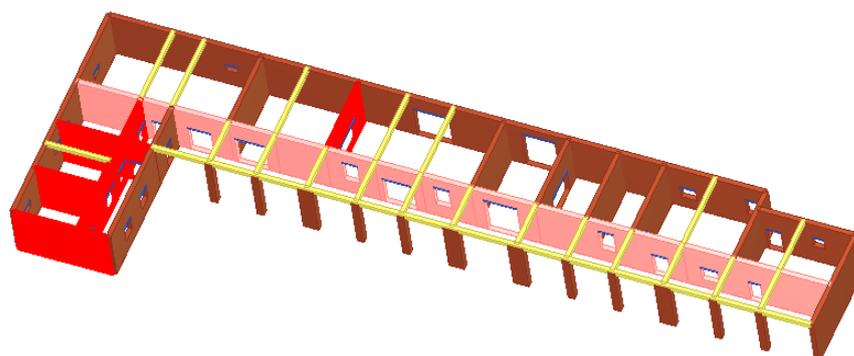


Figura 118: *Corpo laterale: viste tridimensionali del primo impalcato*

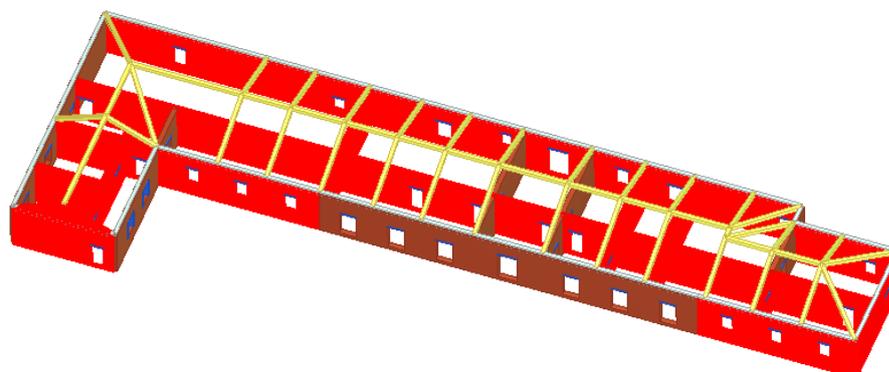


Figura 119: *Corpo laterale: viste tridimensionali del secondo impalcato*

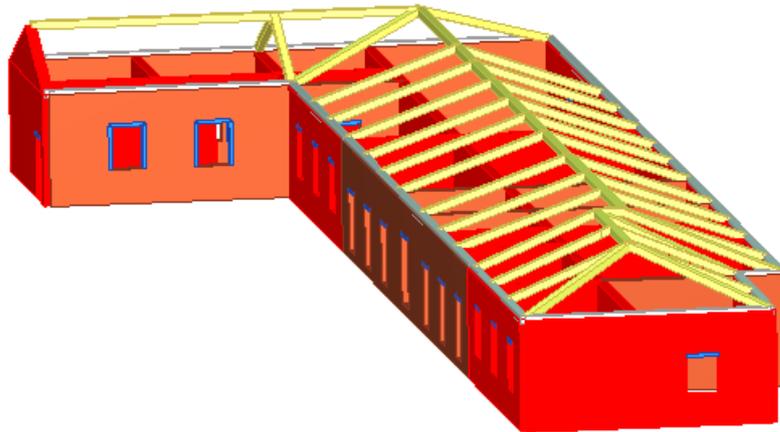


Figura 120: *Corpo laterale: viste tridimensionali del secondo impalcato*

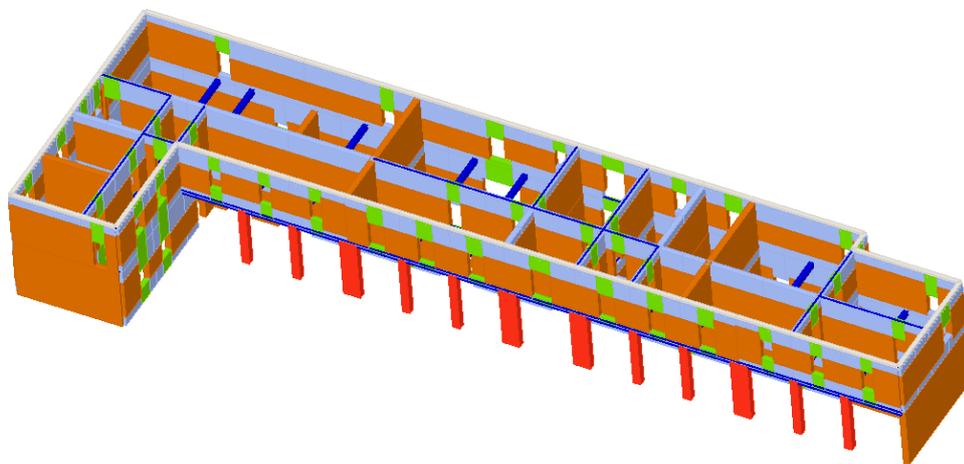


Figura 121: *Corpo laterale: viste tridimensionali globali della mesh strutturale*

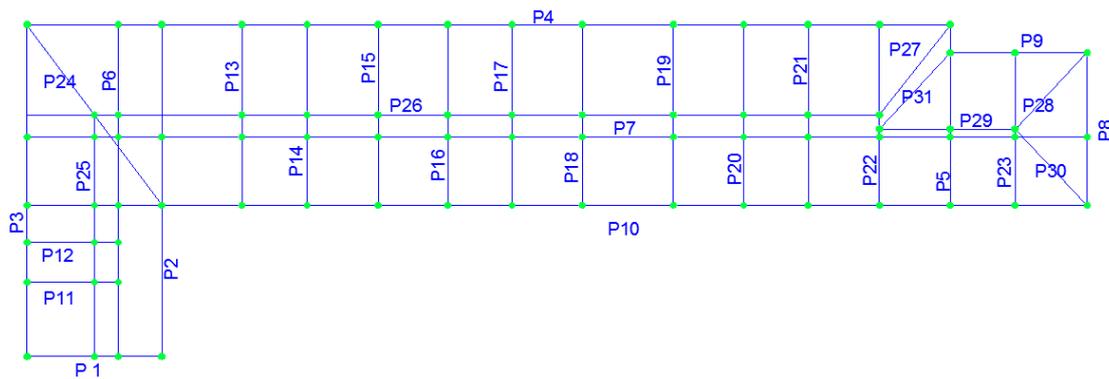


Figura 122: *Pareti considerate per il corpo laterale*

12.4. Analisi modale stato di progetto

Al fine di analizzare il comportamento dinamico della struttura, è stata condotta un'analisi dinamica modale. La presenza di orizzontamenti rigidi rende agevole la mobilitazione di una percentuale accettabile di massa. Considerando i primi 50 modi di vibrazione, è possibile eccitare il 100% della massa lungo la direzione X, il 99,97% della massa lungo la direzione Y e il 99,9% in direzione Z. Si riportano in seguito la lista dei modi di vibrare desunti dall'analisi con il rispettivo periodo proprio e massa modale attivata.

Risultati dell'analisi modale relativi al corpo centrale:

Modo	T [s]	m _x [kg]	M _x [%]	m _y [kg]	M _y [%]	m _z [kg]	M _z [%]
1	0,13012	2.564	0,49	476.303	90,26	4	0
2	0,1227	403.555	76,48	6.187	1,17	4	0
3	0,10898	71.887	13,62	3.119	0,59	0	0
4	0,05053	4	0	39.509	7,49	892	0,17
5	0,04672	46.782	8,87	5	0	650	0,12
6	0,04244	27	0,01	305	0,06	262.778	49,8
7	0,04144	798	0,15	258	0,05	18.315	3,47
8	0,04016	128	0,02	915	0,17	54.724	10,37
9	0,03933	641	0,12	12	0	5.824	1,1
10	0,03745	2	0	0	0	137.826	26,12
11	0,03701	8	0	0	0	7.211	1,37
12	0,03484	18	0	1	0	3.188	0,6
13	0,03081	0	0	321	0,06	26	0
14	0,02949	1	0	244	0,05	64	0,01
15	0,02747	46	0,01	1	0	3.726	0,71
16	0,0262	56	0,01	10	0	53	0,01
17	0,02593	683	0,13	1	0	980	0,19
18	0,02384	34	0,01	35	0,01	0	0
19	0,02293	0	0	35	0,01	2.165	0,41
20	0,02273	1	0	53	0,01	1.316	0,25
21	0,02259	2	0	0	0	6.087	1,15
22	0,02185	0	0	3	0	147	0,03
23	0,02164	0	0	0	0	209	0,04
24	0,02008	3	0	0	0	2.271	0,43
25	0,01981	90	0,02	0	0	106	0,02
26	0,01942	0	0	6	0	85	0,02
27	0,01929	6	0	1	0	119	0,02
28	0,0168	1	0	30	0,01	4.380	0,83

Modo	T [s]	m_x [kg]	M_x [%]	m_y [kg]	M_y [%]	m_z [kg]	M_z [%]
29	0,01662	22	0	0	0	15	0
30	0,01641	14	0	5	0	571	0,11
31	0,0163	1	0	5	0	82	0,02
32	0,01592	7	0	32	0,01	4.271	0,81
33	0,01549	34	0,01	0	0	65	0,01
34	0,01517	1	0	0	0	6.161	1,17
35	0,01506	0	0	9	0	486	0,09
36	0,01483	0	0	2	0	950	0,18
37	0,01479	1	0	0	0	253	0,05
38	0,01403	47	0,01	0	0	38	0,01
39	0,01363	3	0	79	0,01	6	0
40	0,01309	4	0	55	0,01	15	0
41	0,01298	3	0	4	0	39	0,01
42	0,01291	63	0,01	5	0	35	0,01
43	0,01287	1	0	6	0	34	0,01
44	0,01171	14	0	0	0	91	0,02
45	0,0116	78	0,01	1	0	89	0,02
46	0,01129	1	0	5	0	43	0,01
47	0,01083	0	0	0	0	6	0
48	0,01073	0	0	0	0	0	0
49	0,01066	0	0	8	0	480	0,09
50	0,01057	9	0	14	0	216	0,04

Tabella 40: Masse e periodi dei modi di vibrare relative al corpo centrale

Di seguito sono riportati i risultati dell'analisi modale relativi al corpo laterale. Considerando i primi 50 modi di vibrazione, è possibile eccitare il 99,94% della massa lungo la direzione X, il 99,92% della massa lungo la direzione Y e il 98,57% in direzione Z. Risultati relativi al corpo laterale:

Modo	T [s]	m _x [kg]	M _x [%]	m _y [kg]	M _y [%]	m _z [kg]	M _z [%]
1	0,12361	1.531	0,2	548.070	71,29	148	0,02
2	0,06972	111.412	14,49	149.978	19,51	16	0
3	0,06173	641.851	83,49	14.737	1,92	46	0,01
4	0,0448	54	0,01	2	0	88.377	11,5
5	0,04143	574	0,07	30.419	3,96	36.302	4,72
6	0,03775	0	0	1	0	23.181	3,02
7	0,03679	109	0,01	1.505	0,2	2.474	0,32
8	0,03522	158	0,02	700	0,09	18.797	2,45
9	0,03349	285	0,04	12.613	1,64	27.105	3,53
10	0,02986	48	0,01	103	0,01	5.118	0,67
11	0,02939	264	0,03	39	0,01	254.467	33,1
12	0,02791	1.330	0,17	1	0	735	0,1
13	0,02754	320	0,04	247	0,03	2.149	0,28
14	0,02541	927	0,12	1.748	0,23	12.768	1,66
15	0,02483	314	0,04	0	0	1.466	0,19
16	0,02443	393	0,05	2.171	0,28	13.704	1,78
17	0,02369	32	0	1.719	0,22	35.911	4,67
18	0,02323	196	0,03	287	0,04	407	0,05
19	0,02264	613	0,08	178	0,02	33.063	4,3
20	0,02246	265	0,03	210	0,03	7.685	1
21	0,02173	1.400	0,18	46	0,01	33.288	4,33
22	0,02136	3.192	0,42	55	0,01	9.015	1,17
23	0,02083	603	0,08	245	0,03	57.946	7,54
24	0,0205	3	0	1.139	0,15	20.705	2,69
25	0,01966	222	0,03	19	0	1.930	0,25
26	0,01914	278	0,04	168	0,02	10.788	1,4
27	0,01903	3	0	418	0,05	4.514	0,59
28	0,01875	209	0,03	431	0,06	690	0,09
29	0,01838	5	0	36	0	9.150	1,19
30	0,01815	179	0,02	175	0,02	7.673	1
31	0,01785	28	0	77	0,01	2.006	0,26
32	0,01727	88	0,01	55	0,01	9.337	1,21
33	0,017	48	0,01	53	0,01	10	0
34	0,01664	176	0,02	29	0	993	0,13
35	0,01656	50	0,01	82	0,01	454	0,06
36	0,01612	617	0,08	81	0,01	127	0,02

Modo	T [s]	m_x [kg]	M_x [%]	m_y [kg]	M_y [%]	m_z [kg]	M_z [%]
37	0,01576	91	0,01	5	0	2.129	0,28
38	0,01528	9	0	111	0,01	3.702	0,48
39	0,01457	6	0	0	0	1.099	0,14
40	0,01444	22	0	7	0	424	0,06
41	0,01424	77	0,01	78	0,01	504	0,07
42	0,01415	21	0	49	0,01	6.250	0,81
43	0,01383	6	0	15	0	106	0,01
44	0,0137	4	0	0	0	7.747	1,01
45	0,01331	3	0	23	0	1.212	0,16
46	0,01308	39	0,01	0	0	952	0,12
47	0,01235	46	0,01	0	0	702	0,09
48	0,01202	85	0,01	1	0	207	0,03
49	0,01183	83	0,01	49	0,01	25	0
50	0,01168	131	0,02	4	0	100	0,01

Tabella 41: Masse e periodi dei modi di vibrare relative al corpo laterale

13. Analisi statiche di progetto

13.1. Verifica maschi murari

Per ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore) vengono eseguite le seguenti verifiche.

a) Snellezza della muratura (§4.5.4)

I fenomeni del 2° ordine possono essere controllati mediante la snellezza convenzionale della parete, definita dal rapporto

$$\lambda = \frac{h_0}{t} \quad [13.1]$$

t : spessore del muro

f_y : resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale

h : altezza della parete

h_0 : lunghezza libera di inflessione della parete

$$h_0 = \rho \cdot h \quad [13.2]$$

h/a	ρ
$h/a \leq 0.5$	1
$0.5 < h/a \leq 1.0$	$1.5 - h/a$
$h/a > 1$	$1/[1 + (h/a)^2]$

Tabella 42: Fattore laterale di vincolo

La verifica risulta soddisfatta se è verificata la condizione:

$$\lambda \leq 20 \quad [13.3]$$

Nelle tabelle seguenti si riportano i relativi fattori di sicurezza delle verifiche soddisfatte.

Modello corpo centrale:

Parete	Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	Verificato
1	4	424	30	14,133	Sì
1	5	400	30	13,333	Sì
1	6	400	30	13,333	Sì
1	3	424	30	14,133	Sì
2	27	424	30	14,133	Sì
2	28	424	30	14,133	Sì
2	29	424	30	14,133	Sì
2	26	424	30	14,133	Sì
2	30	424	30	14,133	Sì
2	35	400	30	13,333	Sì
2	36	400	30	13,333	Sì
2	37	400	30	13,333	Sì
2	34	400	30	13,333	Sì
2	31	424	30	14,133	Sì
2	32	400	30	13,333	Sì
2	33	400	30	13,333	Sì
3	42	400	30	13,333	Sì
3	43	400	30	13,333	Sì
3	44	400	30	13,333	Sì
3	41	424	30	14,133	Sì
3	40	424	30	14,133	Sì
4	65	424	30	14,133	Sì
4	66	424	30	14,133	Sì
4	67	424	30	14,133	Sì
4	64	424	30	14,133	Sì
4	68	424	30	14,133	Sì
4	73	400	30	13,333	Sì
4	74	400	30	13,333	Sì
4	75	400	30	13,333	Sì
4	72	400	30	13,333	Sì
4	69	424	30	14,133	Sì
4	70	400	30	13,333	Sì
4	71	400	30	13,333	Sì
5	84	400	30	13,333	Sì
5	83	400	30	13,333	Sì
5	82	400	30	13,333	Sì
5	87	400	30	13,333	Sì

Parete	Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	Verificato
5	86	400	30	13,333	Sì
5	85	400	30	13,333	Sì
5	81	424	30	14,133	Sì
5	80	424	30	14,133	Sì
6	96	400	30	13,333	Sì
6	95	400	30	13,333	Sì
6	94	400	30	13,333	Sì
6	99	400	30	13,333	Sì
6	98	400	30	13,333	Sì
6	97	400	30	13,333	Sì
6	93	424	30	14,133	Sì
6	92	424	30	14,133	Sì
10	104	424	30	14,133	Sì
10	105	424	30	14,133	Sì
10	106	424	30	14,133	Sì
10	103	424	30	14,133	Sì
10	101	400	30	13,333	Sì
10	102	400	30	13,333	Sì
11	111	424	30	14,133	Sì
11	112	424	30	14,133	Sì
11	113	424	30	14,133	Sì
11	110	424	30	14,133	Sì
11	108	400	30	13,333	Sì
11	109	400	30	13,333	Sì

Tabella 43: Maschi con snellezze verificata corpo centrale

Nelle tabelle seguenti si riportano i relativi fattori di sicurezza delle verifiche soddisfatte.

Modello corpo laterale:

Parete	Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	Verificato
1	3	325	30	10,833	Sì
1	4	325	30	10,833	Sì
1	2	380	30	12,667	Sì
2	15	380	30	12,667	Sì
2	16	380	30	12,667	Sì
2	13	380	30	12,667	Sì
2	14	380	30	12,667	Sì

Parete	Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	Verificato
2	19	325	30	10,833	Sì
2	20	325	30	10,833	Sì
2	17	325	30	10,833	Sì
2	18	325	30	10,833	Sì
3	35	380	30	12,667	Sì
3	36	380	30	12,667	Sì
3	34	380	30	12,667	Sì
3	32	380	30	12,667	Sì
3	33	380	30	12,667	Sì
3	37	380	30	12,667	Sì
3	41	325	30	10,833	Sì
3	42	325	30	10,833	Sì
3	40	325	30	10,833	Sì
3	38	325	30	10,833	Sì
3	39	325	30	10,833	Sì
4	63	380	30	12,667	Sì
4	64	380	30	12,667	Sì
4	65	325	30	10,833	Sì
4	62	380	30	12,667	Sì
4	59	380	30	12,667	Sì
4	60	380	30	12,667	Sì
4	61	380	30	12,667	Sì
4	66	325	30	10,833	Sì
4	71	325	30	10,833	Sì
4	72	325	30	10,833	Sì
4	73	325	30	10,833	Sì
4	70	325	30	10,833	Sì
4	67	325	30	10,833	Sì
4	68	325	30	10,833	Sì
4	69	325	30	10,833	Sì
5	81	325	30	10,833	Sì
5	80	325	30	10,833	Sì
5	82	325	30	10,833	Sì
5	84	325	30	10,833	Sì
5	83	325	30	10,833	Sì
5	79	380	30	12,667	Sì
5	78	380	30	12,667	Sì
6	94	380	30	12,667	Sì
6	93	380	30	12,667	Sì
6	92	380	30	12,667	Sì
6	95	325	30	10,833	Sì
6	98	325	30	10,833	Sì

Parete	Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	Verificato
6	97	325	30	10,833	Sì
6	96	325	30	10,833	Sì
6	91	380	30	12,667	Sì
6	90	380	30	12,667	Sì
7	119	380	31	12,258	Sì
7	120	380	31	12,258	Sì
7	121	380	31	12,258	Sì
7	118	380	31	12,258	Sì
7	115	380	31	12,258	Sì
7	116	380	31	12,258	Sì
7	117	380	31	12,258	Sì
7	122	380	31	12,258	Sì
7	127	325	30	10,833	Sì
7	128	325	30	10,833	Sì
7	129	325	30	10,833	Sì
7	126	325	30	10,833	Sì
7	123	325	30	10,833	Sì
7	124	325	30	10,833	Sì
7	125	325	30	10,833	Sì
7	114	380	31	12,258	Sì
7	111	380	31	12,258	Sì
7	112	380	31	12,258	Sì
7	113	380	31	12,258	Sì
8	132	325	30	10,833	Sì
8	133	325	30	10,833	Sì
8	131	380	30	12,667	Sì
9	138	380	30	12,667	Sì
9	139	325	30	10,833	Sì
9	140	325	30	10,833	Sì
9	137	380	30	12,667	Sì
9	136	380	30	12,667	Sì
10	172	325	30	10,833	Sì
10	171	325	30	10,833	Sì
10	173	325	30	10,833	Sì
10	175	325	30	10,833	Sì
10	174	325	30	10,833	Sì
10	170	380	30	12,667	Sì
10	169	380	30	12,667	Sì
10	176	325	30	10,833	Sì
10	184	325	30	10,833	Sì
10	183	325	30	10,833	Sì
10	185	325	30	10,833	Sì

Parete	Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	Verificato
10	187	325	30	10,833	Sì
10	186	325	30	10,833	Sì
10	182	325	30	10,833	Sì
10	178	325	30	10,833	Sì
10	177	325	30	10,833	Sì
10	179	325	30	10,833	Sì
10	181	325	30	10,833	Sì
10	180	325	30	10,833	Sì
11	189	325	30	10,833	Sì
11	188	380	30	12,667	Sì
13	190	380	30	12,667	Sì
15	193	380	30	12,667	Sì
15	192	380	30	12,667	Sì
15	191	325	30	10,833	Sì
18	196	325	30	10,833	Sì
18	197	325	30	10,833	Sì
18	195	380	30	12,667	Sì
19	202	325	30	10,833	Sì
19	203	325	30	10,833	Sì
19	204	325	30	10,833	Sì
19	201	380	30	12,667	Sì
19	200	380	30	12,667	Sì
20	207	325	30	10,833	Sì
20	208	325	30	10,833	Sì
20	206	380	30	12,667	Sì
21	211	380	30	12,667	Sì
21	210	380	30	12,667	Sì
21	209	325	30	10,833	Sì

Tabella 44: Maschi con snellezze verificata corpo laterale

b) Eccentricità dei carichi (§4.5.6.2)

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute a differenti contributi, opportunamente combinati tra loro.

- Eccentricità totale dei carichi verticali:

$$e_s = e_{s1} + e_{s2} \quad [13.4]$$

$$e_{s1} = \frac{N_1 \cdot d_1}{N_1 + \sum N_2} \quad e_{s2} = \frac{N_2 \cdot d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad [13.5]$$

e_{s1} : eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare

e_{s2} : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica

N_1 : carico trasmesso dal muro sovrastante

N_2 : reazione di appoggio dei solai soprastanti il muro da verificare

d_1 : eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare

d_2 : eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare

- Eccentricità dovuta alle tolleranze di esecuzione:

$$e_a = \frac{h}{200} \quad [13.6]$$

- Eccentricità dovuta alle azioni orizzontali:

$$e_v = \frac{M_V}{N} \quad [13.7]$$

M_V : massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali

N : sforzo normale nella relativa sezione di verifica

La verifica risulta soddisfatta se si verificano entrambe le condizioni:

$$\begin{array}{ll} \text{sezioni di estremità} & e_1 = |e_s| + e_a \leq 0.33 \cdot t \\ \text{sezione di massimo momento} & e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \leq 0.33 \cdot t \end{array} \quad [13.8]$$

Nel presente modello tale verifica risulta soddisfatta per ogni maschio

c) Pressoflessione (§4.5.6.2)

La resistenza a pressoflessione, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete, può essere ricavata attraverso

$$f_{d,rid} = \Phi \cdot f_d \quad [13.9]$$

Dove Φ è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, dipendente dalla snellezza convenzionale λ della parete in esame e dal coefficiente di eccentricità

$$m = 6 \cdot \frac{e}{t} \quad [13.10]$$

Con l'ipotesi di articolazione a cerniera i valori del coefficiente di riduzione sono raccolti nella seguente tabella:

λ	m				
	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

Tabella 45: Valore del coefficiente di riduzione

Il valore di progetto dello sforzo normale resistente è pari a:

$$N_{Rd} = f_{d,rid} \cdot l \cdot t \quad [13.11]$$

I valori dello sforzo normale resistente saranno calcolabili solamente se le verifiche di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte.

La verifica risulta soddisfatta se si ha:

$$N_{Rd} \geq N_{Ed} \quad [13.12]$$

Di seguito sono riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali che sono stati considerati nella realizzazione del modello.

Corpo centrale:

Muratura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	f _m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]
Muratura	1.800,00	720,00	16	250,00	12,00
muratura iniett.	2.070,00	828,00	16	287,50	13,80
muratura nuova	5.000,00	2.000,00	12	715,00	29,00

Tabella 46: Caratteristiche meccaniche muratura

Calcestruzzo

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	f _{cm} [N/mm ²]	f _{ck} [N/mm ²]
C20/25	29.962,00	12.484,00	25	28,00	20,00

Tabella 47: Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

Acciaio armatura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]
B450	206.000,00	79.231,00	79	484,00	450,00

Tabella 48: Caratteristiche meccaniche acciaio per armatura

Acciaio strutturale

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]
S 235	210.000,00	80.769,00	79	231,00	215,00

Tabella 49: Caratteristiche meccaniche acciaio strutturale

Legno

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	f _{wm} [N/mm ²]	f _{wk} [N/mm ²]
ANS2Conifere. pioppo (Abete Nord 2)	10.500,00	660,00	4	33,00	23,00

Tabella 50: Caratteristiche meccaniche legno

Vengono ora riportate le pareti con il materiale ad esse corrispondente.

Primo livello:

N.	Parete	Materiale	Altezza [cm]	Spessore [cm]
1	1	Muratura	424	30,0
2	2	muratura in.	424	30,0
3	3	Muratura	424	30,0
4	4	muratura in.	424	30,0
5	5	Muratura	424	30,0
6	6	Muratura	424	30,0
41	10	Muratura	424	30,0
49	10	Muratura	424	30,0
53	10	Muratura	424	30,0
54	10	Muratura	424	30,0
43	11	Muratura	424	30,0
55	11	Muratura	424	30,0
61	11	Muratura	424	30,0
62	11	Muratura	424	30,0

Tabella 51: *Caratteristiche geometriche e meccaniche delle pareti*

Secondo livello:

N.	Parete	Materiale	Altezza [cm]	Spessore [cm]
12	1	Muratura	400	30,0
13	2	Muratura	400	30,0
14	3	Muratura	400	30,0
15	4	Muratura	400	30,0
24	5	Muratura	400	30,0
35	5	Muratura	400	30,0
36	5	muratura nuova	400	30,0
28	6	Muratura	400	30,0
33	6	Muratura	400	30,0
34	6	muratura nuova	400	30,0
25	10	Muratura	400	30,0
30	10	Muratura	400	30,0
32	11	Muratura	400	30,0
37	11	Muratura	400	30,0

Tabella 52: *Caratteristiche geometriche e meccaniche delle pareti*

Vengono ora riportate le caratteristiche geometriche della muratura al livello del tetto in cui si ha il cordolo

N.	Parete	Materiale pannello	Spessore [cm]	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	B cordolo [cm]	H cordolo [cm]
1	1	Muratura	30,0	C20/25	B450	20,0	20,0
2	2	Muratura	30,0	C20/25	B450	20,0	20,0
3	3	Muratura	30,0	C20/25	B450	20,0	20,0
4	4	Muratura	30,0	C20/25	B450	20,0	20,0

Tabella 53: Caratteristiche geometriche e meccaniche delle pareti sottotetto

N.	Parete	Area [cm ²]	J [cm ⁴]	A _s	A _s '	A _s = A _s ' [cm ²]	c [cm]	A _{sw} [cm ²]	s [cm]
1	1	400,00	13.333,33	2Φ16	2Φ16	4,02	3,0	1,01	25
2	2	400,00	13.333,33	2Φ16	2Φ16	4,02	3,0	1,01	25
3	3	400,00	13.333,33	2Φ16	2Φ16	4,02	3,0	1,01	25
4	4	400,00	13.333,33	2Φ16	2Φ16	4,02	3,0	1,01	25

Tabella 54: Caratteristiche geometriche e meccaniche cordolo

Corpo laterale:

Muratura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	f _m [N/cm ²]	f _{vko} [N/cm ²]
Muratura NUOVA	5.000,00	2.000,00	12	715,00	29,00
Muratura esistente	1.800,00	720,00	16	250,00	12,00
muratura INTONACO	2.700,00	1.080,00	16	375,00	18,00

Tabella 55: Caratteristiche meccaniche delle murature

Calcestruzzo

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	f _{cm} [N/mm ²]	f _{ck} [N/mm ²]
C20/25	29.962,00	12.484,00	25	28,00	20,00
C25/30	31.476,00	13.115,00	25	33,00	25,00

Tabella 56: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Acciaio armatura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]
B450	206.000,00	79.231,00	79	484,00	450,00

Tabella 57: Caratteristiche meccaniche acciaio d'armatura

Acciaio strutturale

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]
S 235	210.000,00	80.769,00	79	231,00	215,00

Tabella 58: Caratteristiche meccaniche acciaio strutturale

Legno

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	γ [kN/m ³]	f _{wm} [N/mm ²]	f _{wk} [N/mm ²]
ANS2Conifere. pioppo (Abete Nord 2)	10.500,00	660,00	4	33,00	23,00
LNS2Conifere. Pioppo(Larice Nord2)	12.000,00	750,00	6	46,00	32,00

Tabella 59: Caratteristiche meccaniche legno

Vengono ora riportate le pareti con il materiale ad esse corrispondente.

Primo livello:

N.	Parete	Materiale	Altezza [cm]	Spessore [cm]
1	1	Muratura NUOVA	380	30,0
24	2	Muratura esistente	380	30,0
32	2	Muratura esistente	380	30,0
3	3	Muratura esistente	380	30,0
4	4	Muratura esistente	380	30,0
89	5	Muratura esistente	380	30,0
28	6	Muratura NUOVA	380	30,0
58	7	muratura INTONACO	380	31,0
59	7	muratura INTONACO	380	31,0
62	7	muratura INTONACO	380	31,0
66	7	muratura INTONACO	380	31,0

N.	Parete	Materiale	Altezza [cm]	Spessore [cm]
70	7	muratura INTONACO	380	31,0
74	7	muratura INTONACO	380	31,0
140	7	muratura INTONACO	380	31,0
152	7	muratura INTONACO	380	31,0
153	7	muratura INTONACO	380	31,0
8	8	Muratura esistente	380	30,0
9	9	Muratura esistente	380	30,0
26	10	Muratura NUOVA	380	30,0
11	11	Muratura NUOVA	380	30,0
37	13	Muratura esistente	380	30,0
41	15	Muratura NUOVA	380	30,0
69	18	Muratura esistente	380	30,0
73	19	Muratura esistente	380	30,0
77	20	Muratura esistente	380	30,0
81	21	Muratura esistente	380	30,0

Tabella 60: *Caratteristiche geometriche e meccaniche delle pareti*

Secondo livello:

N.	Parete	Materiale	Altezza [cm]	Spessore [cm]
148	2	Muratura esistente	325	30,0
123	5	Muratura NUOVA	325	30,0
149	5	Muratura esistente	325	30,0
127	6	Muratura NUOVA	325	30,0
126	7	Muratura NUOVA	325	30,0
129	7	Muratura NUOVA	325	30,0
133	7	Muratura NUOVA	325	30,0
137	7	Muratura NUOVA	325	30,0
138	7	Muratura NUOVA	325	30,0
145	10	Muratura NUOVA	325	30,0
106	11	Muratura NUOVA	325	30,0
110	15	Muratura NUOVA	325	30,0
113	18	Muratura esistente	325	30,0
114	19	Muratura esistente	325	30,0
115	20	Muratura NUOVA	325	30,0
135	21	Muratura NUOVA	325	30,0
136	21	Muratura NUOVA	325	30,0

Tabella 61: *Caratteristiche geometriche e meccaniche delle pareti*

Vengono riportate le caratteristiche geometriche della muratura al livello del tetto in cui si ha il cordolo:

N.	Parete	Materiale pannello	Spessore [cm]	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	B cordolo [cm]	H cordolo [cm]
96	1	Muratura NUOVA	30,0	C20/25	B450	20,0	20,0
147	2	Muratura esistente	30,0	C25/30	B450	20,0	20,0
98	3	Muratura esistente	30,0	C25/30	B450	20,0	20,0
99	4	Muratura NUOVA	30,0	C25/30	B450	20,0	20,0
150	5	Muratura esistente	30,0	C25/30	B450	20,0	20,0
103	8	Muratura NUOVA	30,0	C25/30	B450	20,0	20,0
104	9	Muratura NUOVA	30,0	C25/30	B450	20,0	20,0
121	10	Muratura esistente	30,0	C25/30	B450	20,0	20,0
122	10	Muratura NUOVA	30,0	C25/30	B450	20,0	20,0
146	10	Muratura NUOVA	30,0	C25/30	B450	20,0	20,0

Tabella 62: Caratteristiche geometriche e meccaniche delle pareti

N.	Parete	Area [cm ²]	J [cm ⁴]	A _s '	A _s	A _s = A _s ' [cm ²]	c [cm]	A _{sw} [cm ²]	s [cm]
96	1	400,00	13.333,33	2φ16	2φ16	4,02	3,0	1,01	25
147	2	400,00	13.333,33	2φ16	2φ16	4,02	3,0	1,01	25
98	3	400,00	13.333,33	2φ16	2φ16	4,02	3,0	1,01	25
99	4	400,00	13.333,33	2φ16	2φ16	4,02	3,0	1,01	25
150	5	400,00	13.333,33	2φ16	2φ16	4,02	3,0	1,01	25
103	8	400,00	13.333,33	2φ16	2φ16	4,02	3,0	1,01	25
104	9	400,00	13.333,33	2φ16	2φ16	4,02	3,0	1,01	25
121	10	400,00	13.333,33	2φ16	2φ16	4,02	3,0	1,01	25
122	10	400,00	13.333,33	2φ16	2φ16	4,02	3,0	1,01	25
146	10	400,00	13.333,33	2φ16	2φ16	4,02	3,0	1,01	25

Tabella 63: Caratteristiche geometriche e meccaniche del cordolo

13.1.1. Verifica maschi corpo centrale

Nelle tabelle seguenti si riportano le verifiche delle pareti del corpo centrale, nelle sezioni indicate ed i relativi fattori di sicurezza:

Parete 1	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	
Maschi o													
4	45.226	0,536	100.809	0,449	54.191	0,536	100.809	0,538	63.157	0,536	100.809	0,626	Si
5	16.623	0,568	94.006	0,177	23.708	0,568	94.006	0,252	30.794	0,568	94.006	0,328	Si
6	22.853	0,568	110.900	0,206	31.212	0,568	110.900	0,281	39.572	0,568	110.900	0,357	Si
3	35.429	0,536	84.878	0,417	42.978	0,536	84.878	0,506	50.526	0,536	84.878	0,595	Si

Tabella 64: Verifica maschi appartenenti alla parete 1 del corpo centrale

Parete 2	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	
Maschi o													
27	24.231	0,455	29.953	0,809	25.534	0,536	35.256	0,724	26.838	0,462	30.413	0,882	Si
28	18.328	0,433	21.260	0,862	19.719	0,536	26.288	0,75	21.109	0,445	21.866	0,965	Si
29	18.313	0,432	21.417	0,855	19.715	0,536	26.519	0,743	21.117	0,445	22.037	0,958	Si
26	4.811	0,463	7.360	0,654	5.326	0,536	8.506	0,626	5.841	0,475	7.538	0,775	Si
30	23.323	0,451	29.851	0,781	24.632	0,536	35.410	0,696	25.942	0,459	30.354	0,855	Si
35	8.629	0,34	18.433	0,468	9.865	0,526	28.521	0,346	11.100	0,388	21.036	0,528	Si
36	6.547	0,339	19.436	0,337	7.850	0,532	30.441	0,258	9.154	0,401	22.956	0,399	Si
37	1.568	0,46	6.298	0,249	2.059	0,568	7.775	0,265	2.551	0,497	6.800	0,375	Si
34	8.771	0,338	18.105	0,484	9.989	0,524	28.056	0,356	11.207	0,386	20.628	0,543	Si
31	4.233	0,451	7.225	0,586	4.754	0,536	8.583	0,554	5.275	0,466	7.466	0,707	Si
32	2.465	0,482	6.772	0,364	2.969	0,568	7.988	0,372	3.473	0,503	7.073	0,491	Si
33	6.642	0,34	19.286	0,344	7.935	0,531	30.159	0,263	9.227	0,4	22.712	0,406	Si

Tabella 65: Verifica maschi appartenenti alla parete 2 del corpo centrale

Parete 3	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	
Maschi o													
42	16.908	0,568	76.315	0,222	22.375	0,568	76.315	0,293	27.843	0,568	76.315	0,365	Si
43	3.696	0,568	8.743	0,423	4.007	0,568	8.743	0,458	4.318	0,568	8.743	0,494	Si
44	22.827	0,568	112.180	0,203	29.356	0,568	112.180	0,262	35.884	0,568	112.180	0,32	Si
41	36.806	0,536	88.693	0,415	44.096	0,536	88.693	0,497	51.385	0,536	88.693	0,579	Si
40	46.587	0,536	109.444	0,426	55.582	0,536	109.444	0,508	64.577	0,536	109.444	0,59	Si

Tabella 66: Verifica maschi appartenenti alla parete 3 del corpo centrale

Parete 4	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
65	23.928	0,452	29.753	0,804	25.232	0,536	35.256	0,716	26.536	0,459	30.238	0,878	Sì
66	17.973	0,432	21.219	0,847	19.364	0,536	26.288	0,737	20.755	0,445	21.842	0,95	Sì
67	18.193	0,433	21.433	0,849	19.595	0,536	26.519	0,739	20.997	0,445	22.055	0,952	Sì
64	4.367	0,463	7.352	0,594	4.883	0,536	8.506	0,574	5.398	0,475	7.546	0,715	Sì
68	24.372	0,453	29.925	0,814	25.681	0,536	35.410	0,725	26.991	0,46	30.402	0,888	Sì
73	7.709	0,326	18.366	0,42	8.992	0,521	29.343	0,306	10.274	0,383	21.587	0,476	Sì
74	6.898	0,322	18.486	0,373	8.207	0,521	29.962	0,274	9.516	0,386	22.186	0,429	Sì
75	2.133	0,47	6.549	0,326	2.633	0,568	7.917	0,333	3.134	0,497	6.929	0,452	Sì
72	7.607	0,327	18.281	0,416	8.881	0,521	29.169	0,304	10.155	0,384	21.489	0,473	Sì
69	4.756	0,464	7.441	0,639	5.277	0,536	8.583	0,615	5.798	0,476	7.622	0,761	Sì
70	1.998	0,455	6.284	0,318	2.493	0,568	7.846	0,318	2.988	0,488	6.743	0,443	Sì
71	6.864	0,322	18.447	0,372	8.168	0,521	29.849	0,274	9.472	0,386	22.121	0,428	Sì

Tabella 67: Verifica maschi appartenenti alla parete 4 del corpo centrale

Parete 5	Superiore				Centrale				Inferiore				Verific ato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
84	12.263	0,423	34.825	0,352	13.529	0,568	46.718	0,29	14.796	0,446	36.682	0,403	Sì
83	1.373	0,38	5.839	0,235	2.004	0,568	8.733	0,229	2.635	0,464	7.132	0,369	Sì
82	10.931	0,416	40.778	0,268	14.959	0,568	55.735	0,268	18.987	0,475	46.597	0,407	Sì
87	11.655	0,422	41.306	0,282	15.673	0,568	55.593	0,282	19.690	0,476	46.631	0,422	Sì
86	1.345	0,383	5.702	0,236	1.956	0,568	8.449	0,231	2.567	0,465	6.919	0,371	Sì
85	12.005	0,424	35.756	0,336	13.302	0,568	47.854	0,278	14.599	0,448	37.716	0,387	Sì
81	32.302	0,495	69.383	0,466	39.004	0,536	75.062	0,52	45.706	0,505	70.783	0,646	Sì
80	34.754	0,495	70.167	0,495	41.534	0,536	75.951	0,547	48.315	0,504	71.507	0,676	Sì

Tabella 68: Verifica maschi appartenenti alla parete 5 del corpo centrale

Parete 6	Superiore				Centrale				Inferiore				Verific ato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
96	13.313	0,365	30.057	0,443	14.579	0,536	44.112	0,331	15.846	0,396	32.553	0,487	Sì
95	1.557	0,308	4.732	0,329	2.188	0,534	8.216	0,266	2.819	0,419	6.436	0,438	Sì
94	11.736	0,395	38.800	0,302	15.764	0,568	55.735	0,283	19.792	0,461	45.188	0,438	Sì
99	9.575	0,381	37.278	0,257	13.593	0,568	55.593	0,245	17.611	0,46	45.069	0,391	Sì
98	1.396	0,304	4.528	0,308	2.006	0,535	7.965	0,252	2.617	0,421	6.270	0,417	Sì
97	12.876	0,363	30.541	0,422	14.173	0,535	45.080	0,314	15.470	0,395	33.265	0,465	Sì

Parete 6	Superiore				Centrale				Inferiore				Verific ato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
93	32.018	0,486	68.255	0,469	38.732	0,536	75.193	0,515	45.445	0,498	69.946	0,65	Sì
92	35.681	0,487	68.985	0,517	42.449	0,536	75.820	0,56	49.218	0,498	70.528	0,698	Sì

Tabella 69: Verifica maschi appartenenti alla parete 6 del corpo centrale

Parete 10	Superiore				Centrale				Inferiore				Verific ato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
104	35.138	0,536	45.920	0,765	38.125	0,536	45.920	0,83	41.112	0,536	45.920	0,895	Sì
105	40.643	0,536	53.952	0,753	44.153	0,536	53.952	0,818	47.662	0,536	53.952	0,883	Sì
106	18.563	0,536	37.419	0,496	21.597	0,536	37.419	0,577	24.631	0,536	37.419	0,658	Sì
103	13.815	0,536	28.181	0,49	16.100	0,536	28.181	0,571	18.386	0,536	28.181	0,652	Sì
101	8.209	0,568	72.988	0,112	12.466	0,568	72.988	0,171	18.759	0,568	72.988	0,257	Sì
102	10.998	0,568	90.028	0,122	16.345	0,568	90.028	0,182	24.107	0,568	90.028	0,268	Sì

Tabella 70: Verifica maschi appartenenti alla parete 10 del corpo centrale

Parete 11	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
111	34.873	0,536	45.920	0,759	37.860	0,536	45.920	0,824	40.847	0,536	45.920	0,89	Sì
112	41.349	0,536	53.952	0,766	44.858	0,536	53.952	0,831	48.367	0,536	53.952	0,896	Sì
113	18.870	0,536	37.419	0,504	21.904	0,536	37.419	0,585	24.939	0,536	37.419	0,666	Sì
110	13.800	0,536	28.181	0,49	16.085	0,536	28.181	0,571	18.370	0,536	28.181	0,652	Sì
108	8.062	0,568	72.988	0,11	12.405	0,568	72.988	0,17	18.698	0,568	72.988	0,256	Sì
109	11.468	0,568	90.028	0,127	16.926	0,568	90.028	0,188	24.688	0,568	90.028	0,274	Sì

Tabella 71: Verifica maschi appartenenti alla parete 11 del corpo centrale

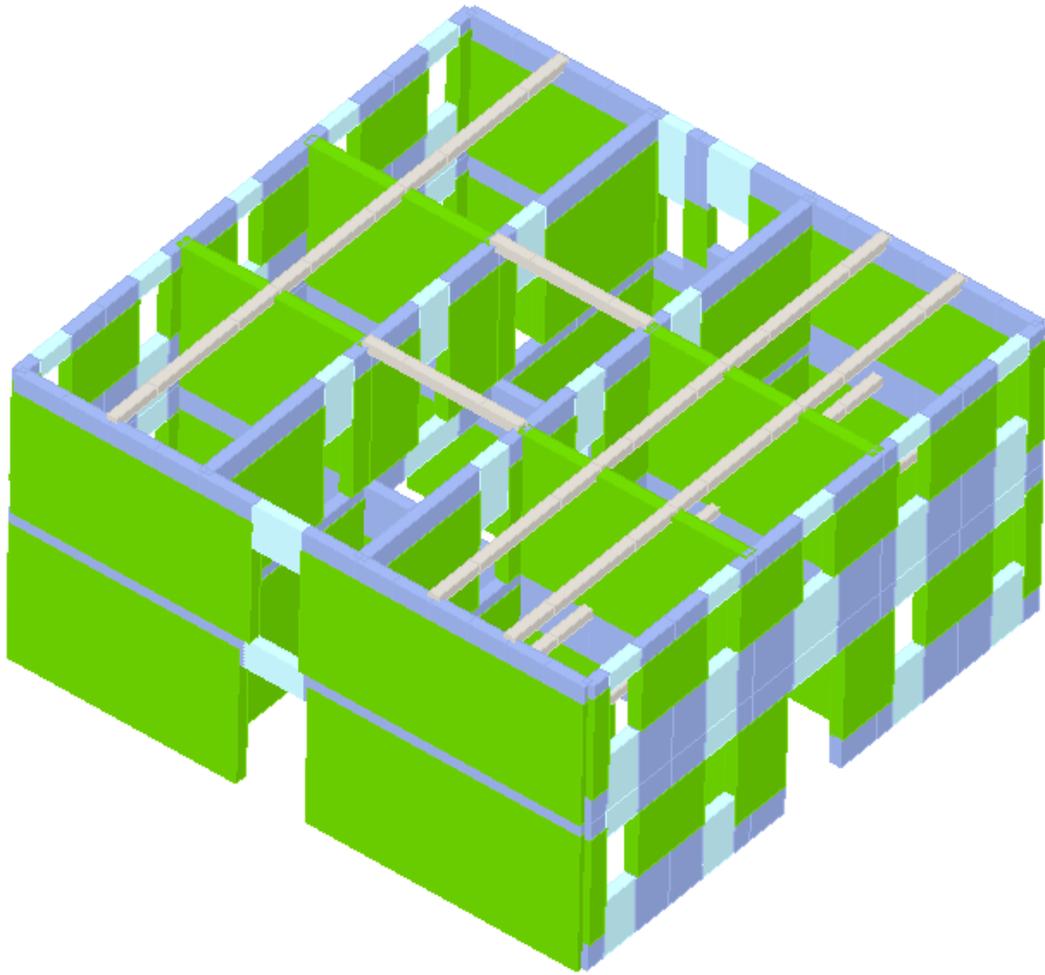


Figura 123: Visione 3D della verifica statica corpo centrale

13.1.2. Verifica maschi corpo laterale

Nelle tabelle seguenti si riportano i risultati delle verifiche nelle varie sezioni e i relativi fattori di sicurezza per le pareti relative al corpo laterale:

Parete 1	Superiore				Centrale				Inferiore				Verif icato
	Maschi o	N_d	ϕ	N_r	N_d/N_r	N_d	ϕ	N_r	N_d/N_r	N_d	ϕ	N_r	
4	7.440	0,674	161.591	0,046	10.471	0,674	161.591	0,065	13.503	0,674	161.591	0,084	Si
5	1.443	0,57	17.983	0,08	1.842	0,674	21.264	0,087	2.241	0,6	18.951	0,118	Si
3	164	0,359	55.979	0,003	190	0,645	100.486	0,002	727	0,75	116.792	0,006	Si
1	22.196	0,596	185.513	0,12	27.631	0,596	185.513	0,149	33.065	0,596	185.513	0,178	Si
2	132	0,359	55.979	0,002	164	0,66	102.765	0,002	700	0,782	121.869	0,006	Si

Tabella 72: Verifica maschi appartenenti alla parete 1 del corpo laterale

Parete 2	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
16	21.571	0,567	43.124	0,5	23.092	0,596	45.267	0,51	24.614	0,571	43.389	0,567	Sì
17	3.319	0,511	14.025	0,237	4.387	0,596	16.352	0,268	5.455	0,538	14.759	0,37	Sì
14	3.454	0,397	17.675	0,195	4.836	0,589	26.251	0,184	6.218	0,478	21.281	0,292	Sì
15	10.339	0,417	15.621	0,662	10.922	0,573	21.470	0,509	11.505	0,433	16.239	0,708	Sì
20	3.413	0,674	49.362	0,069	4.938	0,674	49.362	0,1	6.464	0,674	49.362	0,131	Sì
21	175	0,674	20.898	0,008	747	0,674	20.898	0,036	1.810	0,674	20.898	0,087	Sì
18	1.040	0,674	29.249	0,036	2.250	0,674	29.249	0,077	3.459	0,674	29.249	0,118	Sì
19	2.345	0,674	25.089	0,093	2.938	0,674	25.089	0,117	3.531	0,674	25.089	0,141	Sì

Tabella 73: Verifica maschi appartenenti alla parete 2 del corpo laterale

Parete 3	Superiore				Centrale				Inferiore				Verif icato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
36	5.690	0,596	9.760	0,583	5.801	0,596	9.760	0,594	5.911	0,596	9.760	0,606	Sì
37	34.250	0,397	38.732	0,884	34.907	0,555	54.141	0,645	35.564	0,404	39.390	0,903	Sì
35	11.677	0,596	21.737	0,537	11.945	0,596	21.737	0,55	12.213	0,596	21.737	0,562	Sì
33	2.676	0,42	11.929	0,224	3.441	0,594	16.870	0,204	4.206	0,478	13.571	0,31	Sì
34	12.845	0,431	17.026	0,754	13.135	0,579	22.870	0,574	13.425	0,437	17.279	0,777	Sì
38	7.013	0,368	22.699	0,309	8.672	0,561	34.553	0,251	10.331	0,436	26.878	0,384	Sì
42	4.624	0,674	11.292	0,409	4.737	0,674	11.292	0,419	4.850	0,674	11.292	0,429	Sì
43	4.660	0,674	94.468	0,049	7.923	0,674	94.468	0,084	11.186	0,674	94.468	0,118	Sì
41	4.623	0,674	29.306	0,158	5.169	0,674	29.306	0,176	5.715	0,674	29.306	0,195	Sì
39	381	0,674	20.876	0,018	1.017	0,674	20.876	0,049	1.918	0,674	20.876	0,092	Sì
40	4.265	0,674	47.286	0,09	5.554	0,674	47.286	0,117	6.843	0,674	47.286	0,145	Sì

Tabella 74: Verifica maschi appartenenti alla parete 3 del corpo laterale

Parete 4	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
64	23.002	0,489	40.289	0,571	24.214	0,596	49.095	0,493	25.425	0,497	40.999	0,62	Sì
65	1.492	0,429	5.500	0,271	1.899	0,596	7.630	0,249	2.307	0,482	6.178	0,373	Sì
66	5.636	0,431	90.866	0,062	8.082	0,639	134.885	0,06	10.528	0,53	111.816	0,094	Sì
63	36.739	0,596	119.482	0,307	41.774	0,596	119.482	0,35	46.810	0,596	119.482	0,392	Sì
60	24.120	0,596	110.400	0,218	29.113	0,596	110.400	0,264	34.106	0,596	110.400	0,309	Sì
61	54.913	0,596	171.592	0,32	60.646	0,596	171.592	0,353	66.378	0,596	171.592	0,387	Sì
62	17.575	0,596	71.093	0,247	21.777	0,596	71.093	0,306	25.979	0,596	71.093	0,365	Sì

Parete 4	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
67	12.587	0,674	300.10	0,042	15.716	0,674	300.999	0,052	18.845	0,674	300.999	0,063	Sì
72	5.377	0,674	78.465	0,069	6.259	0,674	78.465	0,08	7.142	0,674	78.465	0,091	Sì
73	9.997	0,674	195.99	0,051	11.867	0,674	195.991	0,061	13.738	0,674	195.991	0,07	Sì
74	635	0,674	22.604	0,028	699	0,674	22.604	0,031	1.034	0,674	22.604	0,046	Sì
71	4.165	0,674	97.154	0,043	5.490	0,674	97.154	0,057	6.814	0,674	97.154	0,07	Sì
68	11.506	0,674	186.90	0,062	13.385	0,674	186.901	0,072	15.265	0,674	186.901	0,082	Sì
69	3.657	0,674	100.08	0,037	4.680	0,674	100.079	0,047	5.704	0,674	100.079	0,057	Sì
70	4.653	0,674	73.854	0,063	5.584	0,674	73.854	0,076	6.516	0,674	73.854	0,088	Sì

Tabella 75: Verifica maschi appartenenti alla parete 4 del corpo laterale

Parete 5	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
82	1.285	0,674	17.180	0,075	1.613	0,674	17.180	0,094	1.941	0,674	17.180	0,113	Sì
81	120	0,674	62.967	0,002	932	0,674	62.967	0,02	1.202	0,674	62.967	0,019	Sì
83	151	0,674	22.060	0,007	1.273	0,674	22.060	0,058	2.395	0,674	22.060	0,109	Sì
85	161	0,484	5.647	0,028	213	0,66	7.711	0,028	506	0,596	6.958	0,073	Sì
84	2.100	0,664	33.909	0,062	3.023	0,674	34.395	0,088	3.945	0,668	34.136	0,116	Sì
80	661	0,596	4.541	0,146	955	0,596	4.541	0,21	1.250	0,596	4.541	0,275	Sì
79	14.649	0,322	33.144	0,442	18.625	0,539	55.491	0,336	22.601	0,413	42.538	0,531	Sì

Tabella 76: Verifica maschi appartenenti alla parete 5 del corpo laterale

Parete 6	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
95	2.668	0,563	8.888	0,3	2.897	0,596	9.397	0,308	3.127	0,568	8.962	0,349	Sì
94	22.475	0,352	36.199	0,621	23.395	0,531	54.615	0,428	24.316	0,37	38.005	0,64	Sì
93	6.151	0,472	18.667	0,329	6.514	0,596	23.563	0,276	6.877	0,483	19.116	0,36	Sì
96	1.487	0,674	43.551	0,034	2.310	0,674	43.551	0,053	3.133	0,674	43.551	0,072	Sì
99	2.111	0,674	52.207	0,04	3.083	0,674	52.207	0,059	4.056	0,674	52.207	0,078	Sì
98	2.549	0,674	68.577	0,037	3.437	0,674	68.577	0,05	4.325	0,674	68.577	0,063	Sì
97	2.514	0,674	101.699	0,025	3.900	0,674	101.699	0,038	5.287	0,674	101.699	0,052	Sì
92	14.242	0,515	53.355	0,267	15.146	0,596	61.720	0,245	16.050	0,522	54.105	0,297	Sì
91	3.932	0,527	22.785	0,173	4.558	0,596	25.726	0,177	5.184	0,54	23.323	0,222	Sì

Tabella 77: Verifica maschi appartenenti alla parete 6 del corpo laterale

Parete 7	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Maschio	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
120	31.488	0,565	41.052	0,767	32.630	0,613	44.509	0,733	33.771	0,568	41.286	0,818	Sì
121	50.264	0,606	61.299	0,82	51.607	0,613	62.021	0,832	52.950	0,606	61.335	0,863	Sì
122	35.102	0,605	46.375	0,757	36.072	0,613	46.946	0,768	37.041	0,606	46.405	0,798	Sì
119	63.768	0,467	95.664	0,667	67.780	0,612	125.269	0,541	71.792	0,481	98.559	0,728	Sì
116	21.792	0,44	26.574	0,82	22.804	0,591	35.741	0,638	23.815	0,453	27.365	0,87	Sì
117	21.643	0,466	24.721	0,875	22.531	0,609	32.324	0,697	23.419	0,475	25.237	0,928	Sì
118	32.586	0,485	42.934	0,759	34.302	0,613	54.244	0,632	36.019	0,495	43.852	0,821	Sì
123	34.103	0,613	112.289	0,304	38.840	0,613	112.289	0,346	43.578	0,613	112.289	0,388	Sì
128	4.908	0,674	34.614	0,142	5.403	0,674	34.614	0,156	5.899	0,674	34.614	0,17	Sì
129	30.152	0,674	533.670	0,056	37.791	0,674	533.670	0,071	45.431	0,674	533.670	0,085	Sì
130	1.518	0,674	39.942	0,038	2.280	0,674	39.942	0,057	3.042	0,674	39.942	0,076	Sì
127	2.914	0,674	112.754	0,026	4.528	0,674	112.754	0,04	6.142	0,674	112.754	0,054	Sì
124	690	0,674	9.034	0,076	859	0,674	9.034	0,095	1.029	0,674	9.034	0,114	Sì
125	13.921	0,674	653.378	0,021	22.829	0,674	653.378	0,035	31.736	0,674	653.378	0,049	Sì
126	7.064	0,674	101.339	0,07	8.514	0,674	101.339	0,084	9.965	0,674	101.339	0,098	Sì
115	61.988	0,344	67.039	0,925	65.289	0,535	104.241	0,626	68.590	0,369	71.877	0,954	Sì
112	14.391	0,314	58.121	0,248	19.177	0,549	101.578	0,189	23.963	0,427	79.140	0,303	Sì
113	16.060	0,613	40.758	0,394	17.174	0,613	40.758	0,421	18.287	0,613	40.758	0,449	Sì
114	15.883	0,613	36.799	0,432	17.010	0,613	36.799	0,462	18.138	0,613	36.799	0,493	Sì

Tabella 78: Verifica maschi appartenenti alla parete 7 del corpo laterale

Parete 8	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Maschio	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
133	9.711	0,533	122.72	0,079	12.038	0,674	155.176	0,078	14.365	0,569	131.061	0,11	Sì
134	1.613	0,464	35.543	0,045	2.387	0,66	50.548	0,047	3.161	0,552	42.304	0,075	Sì
132	22.074	0,446	79.097	0,279	30.320	0,596	105.561	0,287	38.566	0,503	89.165	0,433	Sì

Tabella 79: Verifica maschi appartenenti alla parete 8 del corpo laterale

Parete 9	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Maschio	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
139	5.345	0,596	31.787	0,168	6.881	0,596	31.787	0,216	8.417	0,596	31.787	0,265	Sì
140	4.682	0,674	144.39	0,032	6.971	0,674	144.392	0,048	9.259	0,674	144.392	0,064	Sì
141	991	0,674	43.851	0,023	1.686	0,674	43.851	0,038	2.381	0,674	43.851	0,054	Sì
138	12.778	0,596	30.806	0,415	13.696	0,596	30.806	0,445	14.615	0,596	30.806	0,474	Sì
137	953	0,482	4.530	0,21	1.318	0,596	5.596	0,236	1.684	0,524	4.926	0,342	Sì

Tabella 80: Verifica maschi appartenenti alla parete 9 del corpo laterale

Parete 10	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Masch io	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
173	2.879	0,674	81.938	0,035	3.814	0,674	81.938	0,047	4.750	0,674	81.938	0,058	Sì
172	5.762	0,674	163.78	0,035	8.835	0,674	163.78	0,054	11.907	0,674	163.78	0,073	Sì
174	2.939	0,674	74.701	0,039	3.677	0,674	74.701	0,049	4.415	0,674	74.701	0,059	Sì
176	924	0,674	47.983	0,019	1.001	0,674	47.983	0,021	1.769	0,674	47.983	0,037	Sì
175	1.099	0,674	75.769	0,015	1.848	0,674	75.769	0,024	2.597	0,674	75.769	0,034	Sì
171	3.607	0,596	10.913	0,33	3.873	0,596	10.913	0,355	4.139	0,596	10.913	0,379	Sì
170	20.877	0,54	123.10	0,17	24.19	0,596	135.89	0,178	27.513	0,553	126.10	0,218	Sì
177	582	0,674	21.218	0,027	1.399	0,674	21.218	0,066	2.369	0,674	21.218	0,112	Sì
185	1.648	0,674	47.153	0,035	2.403	0,674	47.153	0,051	3.158	0,674	47.153	0,067	Sì
184	463	0,674	21.969	0,021	1.251	0,674	21.969	0,057	2.260	0,674	21.969	0,103	Sì
186	975	0,674	75.096	0,013	975	0,674	75.096	0,013	1.718	0,674	75.096	0,023	Sì
188	1.522	0,674	49.830	0,031	2.321	0,674	49.830	0,047	3.119	0,674	49.830	0,063	Sì
187	695	0,674	75.769	0,009	1.104	0,674	75.769	0,015	1.853	0,674	75.769	0,024	Sì
183	721	0,674	33.507	0,022	1.539	0,674	33.507	0,046	2.635	0,674	33.507	0,079	Sì
179	1.526	0,674	33.086	0,046	2.597	0,674	33.086	0,078	3.667	0,674	33.086	0,111	Sì
178	1.180	0,674	32.749	0,036	2.240	0,674	32.749	0,068	3.300	0,674	32.749	0,101	Sì
180	3.137	0,674	46.809	0,067	4.763	0,674	46.809	0,102	6.388	0,674	46.809	0,136	Sì
182	820	0,674	33.170	0,025	1.382	0,674	33.170	0,042	2.467	0,674	33.170	0,074	Sì
181	2.437	0,674	46.724	0,052	4.068	0,674	46.724	0,087	5.699	0,674	46.724	0,122	Sì

Tabella 81: Verifica maschi appartenenti alla parete 10 del corpo laterale

Parete 11	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Masch io	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
190	3.565	0,674	142.11	0,025	6.713	0,674	142.109	0,047	9.862	0,674	142.109	0,069	Sì
189	12.011	0,349	73.639	0,163	15.692	0,557	117.532	0,134	19.374	0,437	92.187	0,21	Sì

Tabella 82: Verifica maschi appartenenti alla parete 11 del corpo laterale

Parete 13	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Masch io	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
191	11.260	0,542	70.787	0,159	17.331	0,596	77.719	0,223	23.402	0,57	74.384	0,315	Sì

Tabella 83: Verifica maschi appartenenti alla parete 13 del corpo laterale

Parete 15	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
194	13.326	0,592	43.211	0,308	14.391	0,596	43.475	0,331	15.456	0,592	43.248	0,357	Sì
193	20.584	0,593	43.281	0,476	21.650	0,596	43.475	0,498	22.715	0,593	43.299	0,525	Sì

Parete 15	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
192	22.252	0,674	282.87	0,079	28.519	0,674	282.870	0,101	34.786	0,674	282.870	0,123	Sì

Tabella 84: Verifica maschi appartenenti alla parete 15 del corpo laterale

Parete 18	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
197	3.434	0,674	59.985	0,057	6.486	0,674	59.985	0,108	9.539	0,674	59.985	0,159	Sì
198	369	0,674	67.980	0,005	2.959	0,674	67.980	0,044	6.417	0,674	67.980	0,094	Sì
196	18.626	0,465	60.712	0,307	24.697	0,596	77.719	0,318	30.768	0,51	66.575	0,462	Sì

Tabella 85: Verifica maschi appartenenti alla parete 18 del corpo laterale

Parete 19	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
203	150	0,674	24.394	0,006	151	0,674	24.394	0,006	1.371	0,674	24.394	0,056	Sì
204	2.541	0,674	27.127	0,094	3.527	0,674	27.127	0,13	4.513	0,674	27.127	0,166	Sì
205	437	0,674	64.659	0,007	3.190	0,674	64.659	0,049	6.480	0,674	64.659	0,1	Sì
202	3.786	0,475	13.625	0,278	4.903	0,596	17.082	0,287	6.019	0,514	14.732	0,409	Sì
201	8.685	0,485	21.481	0,404	10.410	0,596	26.393	0,394	12.135	0,512	22.670	0,535	Sì

Tabella 86: Verifica maschi appartenenti alla parete 19 del corpo laterale

Parete 20	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
208	6.754	0,674	208.19	0,032	10.659	0,674	208.188	0,051	14.565	0,674	208.188	0,07	Sì
207	138	0,674	51.110	0,003	139	0,674	51.110	0,003	1.098	0,674	51.110	0,021	Sì

Tabella 87: Verifica maschi appartenenti alla parete 20 del corpo laterale

Parete 21	Superiore				Centrale				Inferiore				Verifi cato
	Maschi o	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	N _d /N _r	N _d	φ	N _r	
211	12.527	0,351	33.063	0,379	16.196	0,557	52.477	0,309	19.865	0,436	41.060	0,484	Sì
210	3.621	0,471	7.645	0,474	4.252	0,596	9.661	0,44	4.884	0,499	8.097	0,603	Sì
209	9.789	0,674	282.87	0,035	16.056	0,674	282.870	0,057	22.323	0,674	282.870	0,079	Sì

Tabella 88: Verifica maschi appartenenti alla parete 21 del corpo laterale

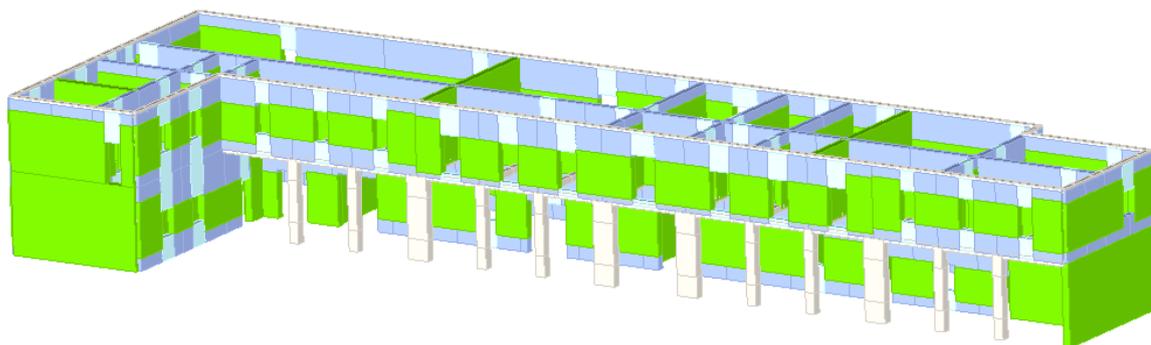


Figura 124: *Visione 3D della verifica statica corpo laterale*

13.2. Verifica solai

Nel recupero o nel rinforzo degli edifici esistenti, riveste particolare importanza il problema degli impalcati lignei che non sono idonei a resistere ai carichi di progetto attuali. Interventi sui solai lignei risultano normalmente necessari ove si intenda favorire il comportamento scatolare degli edifici in muratura nel quale i solai devono agire come diaframmi di piano rigidi.

Al fine di dotare al solaio una adeguata rigidità di piano è necessario realizzare una sottile lastra collaborante al di sopra della struttura lignea.

La lastra di rinforzo si considera realizzata in calcestruzzo leggero.

La deformabilità della connessione, influenza notevolmente la resistenza e soprattutto la rigidezza delle travi in legno-calcestruzzo. L'ipotesi di connessione infinitamente rigida e sezioni piane, non risulta quindi particolarmente idonea per la verifica della sezione mista se non si adottano opportuni fattori correttivi per una stima più accurata della rigidezza e della resistenza della connessione. Non si deve infine trascurare la forte influenza dell'umidità del legno sul comportamento generale della trave e sulla rigidezza e resistenza della connessione in particolare.

Per il calcolo delle deformazioni e delle sollecitazioni viene illustrato l'approccio basato sul

comportamento elastico dei materiali e della connessione, noto come metodo di Möhler.

13.2.1. Criteri di verifica trave composta: metodo di Möhler

Il rinforzo dei solai in legno è necessario soprattutto per incrementare la rigidezza della struttura in modo da risolvere il problema della eccessiva deformabilità in esercizio.

La progettazione del rinforzo viene condotta in esercizio, limitando la deformabilità della struttura composta. La deformabilità è controllata attraverso il rapporto luce altezza (L/H) della trave e la rigidezza del collegamento (K_p).

La rigidezza del collegamento influenza in modo determinante la deformabilità della trave composta. Si dimostra che l'incremento di freccia (Δv) dovuto alla deformabilità della connessione è proporzionale allo scorrimento (δ) tra la lastra di calcestruzzo ed il travetto di legno.

Il comportamento della trave mista in legno-calcestruzzo non è lineare a causa soprattutto del legame taglio slittamento della connessione. Tuttavia, nelle applicazioni correnti, per una trave ben progettata, il comportamento non si discosta troppo dalla linearità e si possono quindi adottare metodi di calcolo approssimati basati sull'ipotesi lineare.

L'incremento di deformazione nel tempo, dovuto alla viscosità e alle variazioni igrotermiche, è valutato a partire da valori ridotti dei moduli elastici e della rigidezza della connessione.

Il metodo di Möhler è l'estensione al legno della teoria delle sezioni miste sviluppata

da Newmark. Tale metodo è utilizzato nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 per il calcolo delle travi composte con giunti meccanici.

Il metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane per le due sezioni parziali (soletta e travetto) ma non per la sezione composta;
- comportamento elastico lineare dei materiali e della connessione;
- piccoli spostamenti e uguaglianza degli abbassamenti e delle curvature;
- connessione uniformemente distribuita lungo l'asse della trave.

Se il passo s dei connettori non è costante lungo l'asse della trave, per seguire l'andamento del taglio, ma varia fra un minimo s_{\min} e un massimo s_{\max} ($\leq 4 s_{\min}$) si potrà adottare nei

calcoli un passo equivalente:

$$s_{\text{eq}} = 0,75 s_{\min} + 0,25 s_{\max} \quad [13.13]$$

Il metodo si basa sul calcolo della rigidezza flessionale efficace della trave composta, ricavata con le ipotesi sopra espone.

Con riferimento alla trave mista semplicemente appoggiata e soggetta a carico uniformemente

distribuito, il momento d'inerzia efficace della sezione composta omogeneizzata al legno si ottiene dalla formula:

$$I_{\text{eff}} = I_0 + \gamma(I_{\text{id}} - I_0) \quad [13.14]$$

Con:

$$\frac{1}{\gamma} = 1 + \pi^2 \cdot \frac{E_w \cdot (I_{\text{id}} - I_0)}{d_G^2} \cdot \frac{S}{K_p \cdot L^2} \quad [13.15]$$

e con il seguente significato dei simboli:

- γ = coefficiente di efficacia;

- E_w e E_c = moduli elastici del legno e del calcestruzzo;
- I_{id} = momento d'inerzia della sezione ideale omogeneizzata al legno (mm⁴);
- $I_0 = I_w + nI_c$ (mm⁴) = momento d'inerzia della sezione priva di connessione omogeneizzata al legno;
- $n = E_c/E_w$ coefficiente di omogeneizzazione;
- d_G = distanza fra i baricentri della soletta e del travetto (mm);
- s = passo dei connettori (mm);
- K_P = rigidità del singolo connettore (N/mm);
- L = luce della trave (mm).

Le aliquote M_c e M_w del momento flettente esterno M , portate per flessione rispettivamente

dalla soletta di calcestruzzo e dall'elemento ligneo (trave o travetto), sono calcolate con le formule:

$$M_c = \frac{n \cdot I_c}{I_{eff}} \cdot M$$

$$M_w = \frac{I_w}{I_{eff}} \cdot M$$
[13.16]

L'aliquota rimanente del momento flettente M_N , è equilibrata dalla coppia $N \cdot d_G$, essendo N la forza di scorrimento trasmessa dalla connessione.

Pertanto l'azione assiale N diviene:

$$N = \frac{M_N}{d_G} = \frac{M - M_c - M_w}{d_G}$$
[13.17]

Da cui si ottiene:

$$N = \frac{M}{d_G} \cdot \gamma \cdot \frac{I_{id} - I_0}{I_{eff}}$$
[13.18]

Note le grandezze N , M_c ed M_w , le tensioni nella soletta e negli elementi lignei sono determinate dalle classiche formule:

$$\sigma_c = -\frac{N}{A_c} \pm \frac{M_c}{w_c} \quad \sigma_w = \frac{N}{A_w} \pm \frac{M_w}{w_w} \quad [13.19]$$

In fine viene valutato il flusso di taglio q all'interfaccia tra soletta in cls ed elemento ligneo come:

$$q = \frac{1}{d_G} \cdot \gamma \cdot \frac{I_{id} - I_0}{I_{eff}} \cdot V \quad [13.20]$$

Da cui si valuta la forza di taglio sul connettore maggiormente sollecitato secondo la formula:

$$V_p = \gamma \cdot \frac{S_c}{I_{eff}} \cdot s \cdot V_{max} \quad [13.21]$$

Essendo S_c il momento statico della soletta, omogeneizzata al legno, rispetto al baricentro della sezione ideale.

Quest'ultima equazione fornisce valori eccessivamente a favore di sicurezza perché non tiene

conto della deformabilità della connessione, che ridistribuisce la forza di scorrimento.

Una stima più accurata può essere ottenuta a partire dalla relazione fra l'incremento di rotazione $\Delta\phi$ sull'appoggio e lo slittamento massimo δ fra soletta e travetto:

$$\Delta\phi = \frac{\delta}{d^*} \quad [13.22]$$

Dove d^* è determinato come:

$$d^* = \frac{I_{id}}{S_c} \quad [13.23]$$

Potendo esprimere l'incremento di rotazione agli appoggi in funzione dell'incremento di freccia in mezzeria, dovuto alla deformabilità delle connessioni, si valuta la forza di taglio sul connettore più sollecitato con la formula:

$$V_p = K_p \cdot \alpha \cdot \frac{\Delta v \cdot d^*}{L} \quad [13.24]$$

13.2.2. Criteri di resistenza elementi in legno

Per gli elementi in legno la verifiche vengono condotte in termini di tensioni. Queste si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di un legame lineare tra tensioni e deformazioni fino a rottura.

d) Flessione (§4.4.8.1.6)

Devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} &\leq 1 \\ k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} &\leq 1 \end{aligned} \quad [13.25]$$

"yz": piano contenente la sezione trasversale dell'elemento trave

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$: tensioni di calcolo massime per flessione nei piani "xy" e "xz", valutate secondo la formulazione di Navier:

$$\sigma_{m,j,d} = \frac{M_{s,j,d}}{W_j} \quad [13.26]$$

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$: resistenze di calcolo a flessione nei piani "xy" e "xz"

k_m : coefficiente che tiene conto redistribuzione delle tensioni e della disomogeneità della sezione pari a 0.7 per sezione rettangolare

e) Taglio (§4.4.8.1.9)

Si deve verificare che:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad [13.27]$$

τ_d : massima tensione tangenziale di calcolo, valutata secondo la formulazione di Jourawski:

$$\tau_d = \frac{T_{s,j} \cdot S_j}{J_j \cdot b} \quad [13.28]$$

$f_{v,d}$: resistenze di calcolo a taglio.

f) Verifica di deformabilità (§4.4.7)

La freccia massima di calcolo viene valutata secondo la Teoria dell'Elasticità; nel caso di studio le travi sono semplicemente appoggiate, per cui la freccia massima si ha in mezzzeria e vale:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J} \quad [13.29]$$

Considerando il particolare comportamento reologico del legno, occorre valutare la deformazione a lungo termine. In virtù di ciò:

- il carico agente q viene dedotto con riferimento alla combinazione quasi permanente agli Stati Limite di Esercizio;
- il modulo elastico deve essere ridotto attraverso un coefficiente k_{def} che tiene in conto dell'aumento di deformabilità causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale.

$$E_d = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot E_k \quad [13.30]$$

Il valore di k_{def} dipende dalla tipologia di legname e dalla classe di servizio, funzione dell'umidità. Per legno massiccio e una classe di servizio 2, si ha $k_{def} = 0.8$.

Si verifica che la freccia massima non ecceda il valore ammissibile per garantire la funzionalità dell'elemento. Si dovrà avere:

$$\begin{aligned} f &\leq \frac{1}{250} \cdot l \\ f' &\leq \frac{1}{300} \cdot l \end{aligned} \quad [13.31]$$

dove:

f' : freccia ottenuta considerando solo i carichi accidentali.

13.2.3. Criteri di resistenza elementi in c.a.

Per gli elementi trave in conglomerato cementizio armato è stato considerato un legame costitutivo parabola-rettangolo per il calcestruzzo e un legame elastico-perfettamente plastico per le barre di armatura.

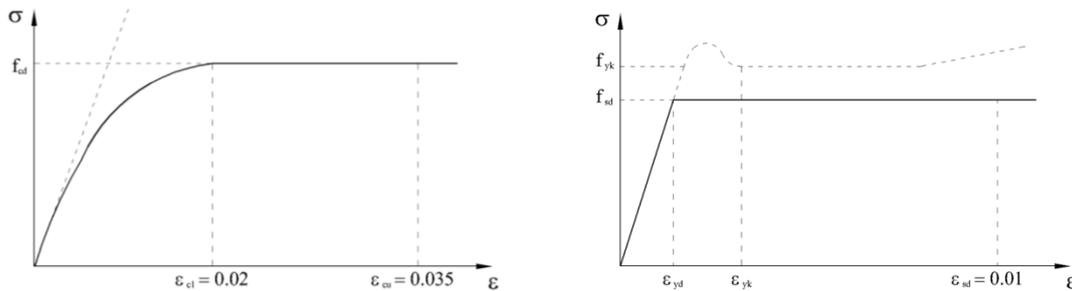


Figura 125: Legami costitutivi adottati per calcestruzzo e acciaio

Per tali elementi si sono considerati i seguenti meccanismi di resistenza:

- duttile di flessione
- fragile a taglio

a) Resistenza a compressione (§4.1.2.1.2.4)

La resistenza di una sezione soggetta a sola compressione assiale, la prescrizione circa l'eccentricità minima da considerare può essere implicitamente soddisfatta valutando la resistenza attraverso la:

$$N_{Rd} = 0.8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_{s,tot} \cdot f_{yd} \quad [13.32]$$

A_c : area del calcestruzzo

$A_{s,tot}$: area delle armature longitudinali

La verifica risulta soddisfatta se si ha:

$$N_{Rd} \geq N_{Ed} \quad [13.33]$$

b) Resistenza a pressoflessione (§4.1.2.1.2.4)

La resistenza a pressoflessione si ricava tramite l'analisi della sezione in riferimento ai diagrammi costitutivi adottati. La resistenza è rappresentata da un dominio M-N

$$M_{Rd} = M_{Ed}(N_{Ed}) \quad [13.34]$$

N_{Ed} : valore di calcolo della componente assiale della sollecitazione

La verifica risulta soddisfatta se si ha:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \quad [13.35]$$

c) Resistenza a taglio (§4.1.2.1.3.1-2)

La resistenza a taglio di strutture esistenti in c.a. si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio, la resistenza è data da:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [13.36]$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad [13.37]$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad [13.38]$$

d : altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

$\rho_l \leq 0.02$: percentuale geometrica di armatura longitudinale

σ_{cp} : tensione media di compressione

Per elementi con armature trasversali resistenti a taglio, la resistenza è valutata mediante una schematizzazione a traliccio.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza a "taglio-trazione" vale:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\text{ctg}(\alpha) + \text{ctg}(\theta)] \cdot \sin(\theta) \quad [13.39]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza a "taglio-compressione" vale:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg}(\alpha) + \text{ctg}(\theta)}{1 + \text{ctg}^2(\theta)} \quad [13.40]$$

A_w : area dell'armatura trasversale

s : interasse tra 2 armature trasversali consecutive

α : inclinazione dell'armatura trasversale rispetto l'asse della trave

θ : inclinazione delle fessure rispetto l'asse della trave

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$: resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

α_c : coefficiente maggiorativo che tiene conto del grado di compressione della sezione

Il taglio resistente sarà:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [13.41]$$

Si dovrà verificare che:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [13.42]$$

g) Verifica di deformabilità (§4.4.7)

Si verifica che la freccia massima non ecceda il valore ammissibile per garantire la funzionalità dell'elemento:

$$f \leq f_{adm} \quad [13.43]$$

f_{adm} : valore limite di freccia consentito per l'elemento, funzione della sua lunghezza:

$$f_{adm} = \frac{1}{500} \cdot l \quad [13.44]$$

f : freccia massima di calcolo, valutata secondo la Teoria dell'Elasticità; nel caso di studio le travi sono semplicemente appoggiate, per cui la freccia massima si ha in mezzeria e vale:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J} \quad [13.45]$$

Occorre valutare la deformazione a lungo termine. In virtù di ciò:

- il carico agente q viene dedotto attraverso la combinazione quasi permanente agli SLE;
- il modulo elastico deve essere ridotto per tenere in conto della fessurazione; per semplicità si considera una riduzione pari a 1/3.

13.2.4. Criteri di resistenza dei connettori

Il comportamento sperimentale di singoli connettori soggetti ad azioni di taglio puro lungo l'interfaccia tra la soletta di calcestruzzo e il travetto di legno mostra un andamento marcatamente non lineare, caratterizzato dal valore della rigidezza iniziale (K_p) e del carico ultimo (V_u).

La rigidezza K_p e la capacità portante V_u della connessione possono essere determinate tramite prove sperimentali (UNI-EN 26891). Risulta possibile calcolare analiticamente i

valori della resistenza e della rigidezza di unioni trave-soletta per le quali risultino verificate le seguenti condizioni:

$$L_{w,tot} \geq 6d \quad L_{c,tot} \geq 3d \quad [13.46]$$

Dove $L_{w,tot}$ è la lunghezza di affondamento dello spinotto nell'elemento in legno, $L_{c,tot}$ è la lunghezza di affondamento dello spinotto nel calcestruzzo e d è il diametro del connettore.

Il connettore è modellato come una trave su suolo elastico di lunghezza illimitata. La sua rigidezza K_p è data dalla relazione:

$$K_p = \frac{12 \cdot (\alpha_c \cdot \alpha_w)^3 \cdot E_s \cdot J_p}{Z} \quad [13.47]$$

Con :

$$\alpha_c = \sqrt[4]{\frac{k_c}{(4 \cdot E_s \cdot J_P)}} \quad \alpha_w = \sqrt[4]{\frac{k_w}{(4 \cdot E_s \cdot J_P)}} \quad [13.48]$$

$$Z = 3 \cdot (\alpha_c^2 + \alpha_w^2) \cdot (\alpha_c + \alpha_w) + 3 \cdot t \cdot \alpha_c \cdot \alpha_w \cdot (\alpha_c + \alpha_w)^2 + \\ + 3 \cdot t^2 \cdot \alpha_c^2 \cdot \alpha_w^2 \cdot (\alpha_c + \alpha_w) + t^3 \cdot \alpha_c^3 \cdot \alpha_w^3 \quad [13.49]$$

dove:

- k_c è la rigidezza del calcestruzzo;
- k_w è la rigidezza del legno, variabile in funzione del contenuto d'acqua;
- E_s è il modulo di Young del connettore;
- $J_P = \frac{\pi \cdot d^4}{64}$ è la momento d'inerzia del piolo;
- t è il distacco tra la soletta in calcestruzzo e la trave in legno, eventualmente pari allo spessore dell'assito interposto
- d è il diametro del connettore.

Assumendo che la rottura avvenga con la formazione di due cerniere plastiche all'interno del gambo del connettore, possibile con i valori di $L_{w,tot}$ e $L_{c,tot}$ ipotizzati in precedenza, la capacità portante V_u della connessione si può assumere pari a:

$$V_u = \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_y \cdot f_{hw} \cdot d + \frac{\beta}{1 + \beta} \cdot \frac{(f_{hw} \cdot t \cdot d)^2}{2}} - \frac{\beta}{1 + \beta} \cdot f_{hw} \cdot t \quad [13.50]$$

Con β il rapporto:

$$\beta = \frac{f_{hc}}{f_{hw}} \quad [13.51]$$

dove:

- f_{hw} è la resistenza a rifollamento del legno variabile in funzione del contenuto d'acqua;
- f_{hc} è la resistenza a rifollamento del calcestruzzo;
- M_y è il momento resistente plastico del piolo che può essere posto pari $M_y = \frac{f_y \cdot d^3}{64}$ o determinato sperimentalmente secondo EN409 [23];
- f_y è la tensione di snervamento del connettore;

L'applicazione del modello richiede la conoscenza della rigidezza e della resistenza a rifollamento del calcestruzzo (k_c , f_{hc}) e del legno (k_w , f_{hw}). In assenza di dati sperimentali, per la rigidezza del calcestruzzo, la cui variabilità ha un'influenza modesta sulla rigidezza della connessione, si può assumere il valore $k_c = 10000$ MPa.

Il valore della resistenza a rifollamento f_{hc} del calcestruzzo può essere posto pari a circa 4-5 volte il valore della resistenza a compressione.

I valori di k_w ed f_{hw} possono essere ricavati con prove di rifollamento (UNI EN 383:1994) e sono funzione del contenuto d'acqua del legno. In mancanza di dati sperimentali si può adottare il valore conservativo proposto dalla normativa vale:

$$f_{hw,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad [13.52]$$

Per il legno d'abete con un contenuto d'acqua standard MC=12% i valori tipici sono compresi negli intervalli: $800 < k_w < 1400$ MPa; $22 < f_{hw} < 36$ MPa.

13.2.5. Verifica solai corpo centrale

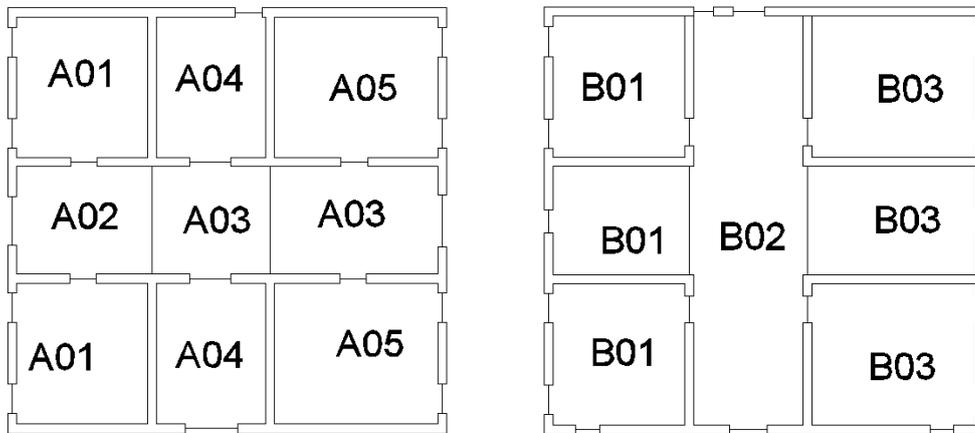


Figura 126: Numerazione solai primo e secondo impalcato

Schema dei carichi agenti su i vari solai

SOLAIO	MATERIALE	RINFORZO	G ₁	G ₂	Q _k
			[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
A01 (trave)	Legno ESISTENTE	SI	1,05	1,25	2,00
A01 (travetto)	Legno NUOVO	SI	0,00	1,25	2,00
A02 (trave)	Legno ESISTENTE	SI	1,14	2,85	2,00
A02 (travetto)	Legno NUOVO	NO	0,00	2,85	2,00
A03 (trave)	Legno ESISTENTE	SI	1,14	1,25	2,00
A03(travetto)	Legno NUOVO	NO	0,00	1,25	2,00
A04 (trave)	Legno ESISTENTE	SI	1,05	1,25	2,00
A04 (travetto)	Legno NUOVO	SI	0,00	1,25	2,00
A05 (trave)	Legno ESISTENTE	SI	1,05	1,25	2,00
A05 (travetto)	Legno NUOVO	SI	0,00	1,25	2,00
B01(trave)	Legno ESISTENTE	SI	1,04	1,20	0,50
B01 (travetto)	Legno NUOVO	SI	0,00	1,20	0,50
B02 (trave)	Legno ESISTENTE	SI	1,08	1,20	0,50
B02 (travetto)	Legno NUOVO	SI	0,00	1,20	0,50
B03 (trave)	Legno ESISTENTE	SI	1,09	1,20	0,50
B03 (travetto)	Legno NUOVO	SI	0,00	1,20	0,50
C01 (trave)	Legno NUOVO	NO	0,66	0,80	0,80
C01 (travetto)	Legno NUOVO	NO	0,00	0,80	0,80

Tabella 89: Caratteristiche dei carichi agenti sui solai

Schema delle geometria degli elementi dei vari solai

CARATTERISTICHE SOLAI												
SOLAIO	RIN.	Lc	i	B ₁	H ₁	d	B ₂	H ₂	y _{gw}	J _{xw}	y _{gc}	J _{xc}
		[m]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ⁴]
A01 (trave)	SI	5,41	2,52	23,0	23,0	15,0	135,2	5,0	11,5	23320	37,5	17866
A01 (travetto)	SI	2,42	0,50	10,0	14,0	1,0	50,0	5,0	7,0	2287	17,5	521
A02 (trave)	SI	4,20	0,84	20,0	20,0	9,0	84,0	5,0	10,0	13333	29,7	4734
A02 (travetto)	NO	0,67	0,50	6,0	8,0	1,0		5,0				
A03 (trave)	SI	4,20	0,84	20,0	20,0	9,0	84,0	5,0	10,0	13333	29,7	4734
A03 (travetto)	NO	0,67	0,50	6,0	8,0	1,0		5,0				
A04 (trave)	SI	4,20	2,62	23,0	23,0	15,0	105,0	5,0	11,5	23320	37,0	16606
A04 (travetto)	SI	2,52	0,50	10,0	14,0	1,0	50,0	5,0	7,0	2287	17,5	521
A05 (trave)	SI	5,47	2,10	23,0	23,0	15,0	136,8	5,0	11,5	23320	37,6	17923
A05 (travetto)	SI	2,00	0,50	10,0	14,0	1,0	49,9	5,0	7,0	2287	17,5	520
B01 (trave)	SI	5,46	2,53	23,0	23,0	15,0	136,5	5,0	11,5	23320	37,6	17914
B01 (travetto)	SI	2,42	0,50	10,0	14,0	1,0	50,0	5,0	7,0	2287	17,5	521
B02 (trave)	SI	4,20	2,45	23,0	23,0	15,0	105,0	5,0	11,5	23320	37,0	16606
B02 (travetto)	SI	2,35	0,50	10,0	14,0	1,0	50,0	5,0	7,0	2287	17,5	521
B03 (trave)	SI	5,46	2,09	23,0	23,0	15,0	136,5	5,0	11,5	23320	37,6	17914
B03 (travetto)	SI	1,94	0,50	10,0	14,0	1,0	48,6	5,0	7,0	2287	17,5	506
C01 (trave)	NO	4,20	2,30	25,0	25,0							
C01 (travetto)	NO	2,63	0,50	15,0	15,0							

Tabella 90: Caratteristiche geometriche dei solai

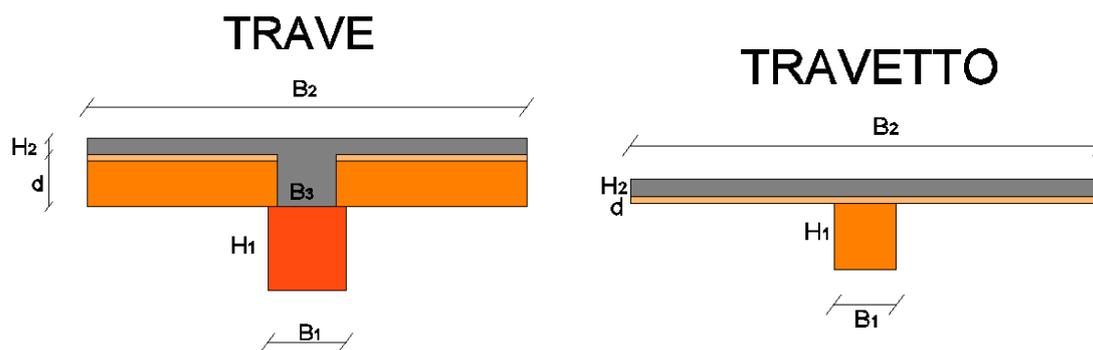


Figura 127: Sezione tipo

Caratteristiche geometriche dei connettori impiegati per il collegamento tra soletta e elementi lignei:

CARATTERISTICHE CONNESSIONE											
	L_w	L_c	L_{tot}	t	ϕ	J_p	$K_p=K_{ser}$	K_u	S_{max}	S_{min}	S_{eq}
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[mm]	[cm ⁴]	[N/mm]	[N/mm]	[cm]	[cm]	[cm]
A01 (trave)	16	10	26	0	16	0,321699	22668,78	15112,52	15	30	18,75
A01 (travetto)	8	3	12	1	10	0,049087	8651,46	5767,64	30	60	37,5
A02 (trave)	16	10	26	0	16	0,321699	22668,78	15112,52	15	30	18,75
A03 (trave)	15	10	25	0	16	0,321699	22668,78	15112,52	15	30	18,75
A04 (trave)	16	10	26	0	16	0,321699	22668,78	15112,52	15	30	18,75
A04 (travetto)	8	3	12	1	10	0,049087	8651,46	5767,64	30	60	37,5
A05 (trave)	16	10	26	0	16	0,321699	22668,78	15112,52	15	30	18,75
A05 (travetto)	8	3	12	1	10	0,049087	8651,46	5767,64	30	60	37,5
B01(trave)	16	10	26	0	16	0,321699	22668,78	15112,52	15	30	18,75
B01 (travetto)	8	3	12	1	10	0,049087	8651,46	5767,64	30	60	37,5
B02 (trave)	16	10	26	0	16	0,321699	22668,78	15112,52	15	30	18,75
B02 (travetto)	8	3	12	1	10	0,049087	8651,46	5767,64	30	60	37,5
B03 (trave)	16	10	26	0	16	0,321699	22668,78	15112,52	15	30	18,75
B03 (travetto)	8	3	12	1	10	0,049087	8651,46	5767,64	30	60	37,5
B04 (trave)	16	10	26	0	16	0,321699	22668,78	15112,52	15	30	18,75
B04 (travetto)	8	3	12	1	10	0,049087	8651,46	5767,64	30	60	37,5
B05 (trave)	16	10	26	0	16	0,321699	22668,78	15112,52	15	30	18,75
B05 (travetto)	8	3	12	1	10	0,049087	8651,46	5767,64	30	60	37,5

Tabella 91: Caratteristiche geometriche dei connettori

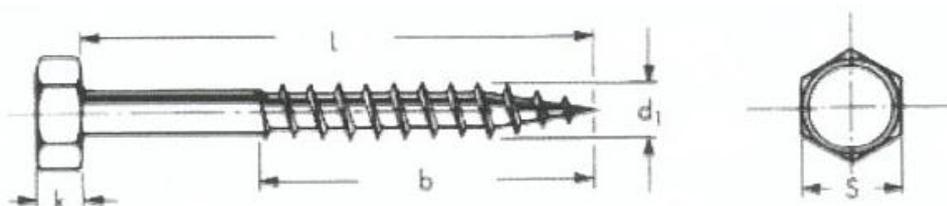


Figura 128: Schema del connettore

Qui di seguito sono riportati i risultati delle varie verifiche:

VERIFICA A FLESSIONE LEGNO												
SOLAIO	y_g	J_{id}	J_{eff}	q	N	M_{Ed}	M_w	W_w	σ_{w+}	σ_{w-}	f_{md}	FS
	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[kN/m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[cm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
A01 (trave)	31,70	352520	149925,4	15,72	136,32	57,48	8,94	2028	6,99	-1,83	9,09	0,77
A01 (travetto)	15,11	15207	3919,656	2,44	2,77	1,78	1,04	327	3,37	-2,98	12,27	0,27
A02 (trave)	24,36	140124	52201,8	7,36	47,05	16,22	4,14	1333	4,28	-1,93	9,09	0,47
A03 (trave)	24,36	140124	52201,8	5,34	34,16	11,77	3,01	1333	3,11	-1,40	9,09	0,34
A04 (trave)	30,48	326550	108573	16,35	69,87	36,05	7,74	2028	5,14	-2,50	9,09	0,57
A04 (travetto)	15,11	15207	3973,285	2,44	3,22	1,93	1,11	327	3,64	-3,18	12,27	0,30
A05 (trave)	31,75	353706	142120,3	13,10	112,06	49,02	8,04	2028	6,08	-1,85	9,09	0,67
A05 (travetto)	15,11	15198	3721,214	2,44	1,38	1,21	0,75	327	2,38	-2,18	12,27	0,19
B01(trave)	31,74	353509	141837,2	9,87	84,01	36,79	6,05	2028	4,57	-1,39	9,09	0,50
B01 (travetto)	15,11	15207	3919,656	1,28	1,45	0,93	0,54	327	1,76	-1,56	12,27	0,14
B02 (trave)	30,48	326550	108573	9,69	41,40	21,36	4,59	2028	3,05	-1,48	9,09	0,34
B02 (travetto)	15,11	15207	3888,34	1,28	1,32	0,88	0,52	327	1,68	-1,49	12,27	0,14
B03 (trave)	31,74	353509	141837,2	8,29	70,56	30,90	5,08	2028	3,84	-1,17	9,09	0,42
B03 (travetto)	15,06	15099	3672,789	1,28	0,66	0,60	0,37	327	1,19	-1,10	12,27	0,10

Tabella 92: Verifica a flessione del legno

VERIFICA A FLESSIONE CALCESTRUZZO											
SOLAIO	n	y_g	J_{id}	$1/g$	J_{eff}	q	N	M_{Ed}	M_c	M_{cRd}	FS
	[-]	[cm]	[cm ⁴]	[-]	[cm ⁴]	[kN/m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
A01 (trave)	1,905	31,70	352520	3,188	149925	15,72	136,32	57,48	13,05	20,71	0,63
A01 (travetto)	1,905	15,11	15207	18,611	3920	2,44	2,77	1,78	0,45	0,62	0,73
A02 (trave)	1,905	24,36	140124	3,945	52202	7,36	47,05	16,22	2,80	4,40	0,64
A03 (trave)	1,905	24,36	140124	3,945	52202	5,34	34,16	11,77	2,03	3,55	0,57
A04 (trave)	1,905	30,48	326550	5,065	108573	16,35	69,87	36,05	10,50	14,89	0,71
A04 (travetto)	1,905	15,11	15207	17,174	3973	2,44	3,22	1,93	0,48	0,63	0,77
A05 (trave)	1,905	31,75	353706	3,499	142120	13,10	112,06	49,02	11,78	18,95	0,62
A05 (travetto)	1,905	15,11	15198	26,792	3721	2,44	1,38	1,21	0,32	0,59	0,55
B01(trave)	1,905	31,74	353509	3,508	141837	9,87	84,01	36,79	8,85	16,25	0,54
B01 (travetto)	1,905	15,11	15207	18,611	3920	1,28	1,45	0,93	0,24	0,59	0,40
B02 (trave)	1,905	30,48	326550	5,065	108573	9,69	41,40	21,36	6,22	12,08	0,52
B02 (travetto)	1,905	15,11	15207	19,567	3888	1,28	1,32	0,88	0,22	0,59	0,38
B03 (trave)	1,905	31,74	353509	3,508	141837	8,29	70,56	30,90	7,43	14,94	0,50
B03 (travetto)	1,905	15,06	15099	28,038	3673	1,28	0,66	0,60	0,16	0,57	0,28

Tabella 93: Verifica a flessione calcestruzzo

VERIFICA A TAGLIO							
SOLAIO	V _{Ed}	A	f _{md}	V _{Rw}	V _{Rc}	V _R	FS
	[kN]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
A01 (trave)	42,52	529	0,99	26,12	17,93	44,05	0,97
A01 (travetto)	2,94	140	1,33	9,33	0,00	0,00	0,32
A02 (trave)	15,45	400	0,99	19,75	12,20	31,95	0,48
A03 (trave)	11,21	400	0,99	19,75	12,20	31,95	0,35
A04 (trave)	34,33	529	0,99	26,12	17,93	44,05	0,78
A04 (travetto)	3,07	140	1,33	9,33	0,00	0,00	0,33
A05 (trave)	35,84	529	0,99	26,12	17,93	44,05	0,81
A05 (travetto)	2,43	140	1,33	9,33	0,00	0,00	0,26
B01(trave)	26,95	529	0,99	26,12	17,93	44,05	0,61
B01 (travetto)	1,54	140	1,33	9,33	0,00	0,00	0,16
B02 (trave)	20,34	529	0,99	26,12	17,93	44,05	0,46
B02 (travetto)	1,50	140	1,33	9,33	0,00	0,00	0,16
B03 (trave)	22,63	529	0,99	26,12	17,93	44,05	0,51
B03 (travetto)	1,24	140	1,33	9,33	0,00	0,00	0,13

Tabella 94: Verifica a taglio

VERIFICA TRAZIONE SOLETTA								
SOLAIO	M _{-Ed}	N _{+Ed}	d _{rete}	ϕ _{rete}	f _{yd}	A _{rete}	N _{+Ed}	FS
	[kNm]	[kN]	[cm]	[mm]	[MPa]	[cm ²]	[kN]	[-]
A01 (travetto)	1,18	11,28	20,00	6,00	391,30	0,85	33,19	0,34
A04 (travetto)	1,29	12,29	20,00	6,00	391,30	0,85	33,19	0,37
A05 (travetto)	0,81	7,70	20,00	6,00	391,30	0,85	33,19	0,23
B01 (travetto)	0,62	5,90	20,00	6,00	391,30	0,85	33,19	0,18
B02 (travetto)	0,59	5,60	20,00	6,00	391,30	0,85	33,19	0,17
B03 (travetto)	0,40	3,82	20,00	6,00	391,30	0,85	33,19	0,12

Tabella 95: Verifica trazione soletta

VERIFICA CONNESSIONE												
SALAIO	ϕ	S _c	d*	K _u	d _{max}	V _p	f _{hc}	f _{hw}	β	M _y	V _{p,Rd}	FS
	[mm]	[cm ³]	[cm]	[N/mm]	[mm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kNm]	[kN]	[-]
A01 (trave)	14	10684	32,99	13223	1,25	16,50	126,00	26,80	4,70	0,33	20,19	0,82
A01 (travetto)	8	1136	13,39	4094	0,35	1,41	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,27
A02 (trave)	12	5746	24,39	11334	0,63	7,19	126,00	27,42	4,60	0,21	14,97	0,48
A03 (trave)	12	5746	24,39	11334	0,46	5,22	126,00	27,42	4,60	0,21	14,97	0,35
A04 (trave)	12	10038	32,53	11334	0,96	10,90	126,00	27,42	4,60	0,21	14,97	0,73
A04 (travetto)	8	1136	13,39	4094	0,39	1,58	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,31

VERIFICA CONNESSIONE												
SALAI0	ϕ	S_c	d^*	K_u	d_{max}	V_p	f_{hc}	f_{hw}	β	M_y	$V_{p,Rd}$	FS
	[mm]	[cm ³]	[cm]	[N/mm]	[mm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kNm]	[kN]	[-]
A05 (trave)	12	10714	33,01	11334	1,18	13,41	126,00	27,42	4,60	0,21	14,97	0,90
A05 (travetto)	8	1135	13,39	4094	0,21	0,85	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,17
B01(trave)	12	10709	33,01	11334	0,89	10,07	126,00	27,42	4,60	0,21	14,97	0,67
B01 (travetto)	8	1136	13,39	4094	0,18	0,74	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,14
B02 (trave)	12	10038	32,53	11334	0,57	6,46	126,00	27,42	4,60	0,21	14,97	0,43
B02 (travetto)	8	1136	13,39	4094	0,17	0,69	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,13
B03 (trave)	12	10709	33,01	11334	0,75	8,46	126,00	27,42	4,60	0,21	14,97	0,57
B03 (travetto)	8	1128	13,38	4094	0,10	0,42	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,08

Tabella 96: Verifica della connessione

VERIFICA DEFORMABILITA' BREVE TERMINE TRAVE COMPOSTA (comb. rara)										
SOLAIO	n	I_{eff}	q	f	f_{adm}	FS	q'	f'	f'_{adm}	FS
	[-]	[cm ⁴]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[-]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[-]
A01 (trave)	1,90	177389	10,84	6,48	21,63	0,30	5,04	3,01	18,03	0,17
A01 (travetto)	1,90	4215	1,63	1,63	9,66	0,17	1,00	1,00	8,05	0,12
A02 (trave)	1,90	62091	5,03	3,13	16,80	0,19	1,68	1,04	14,00	0,07
A03 (trave)	1,90	62091	3,69	2,29	16,80	0,14	1,68	1,04	14,00	0,07
A04 (trave)	1,90	128157	11,27	3,39	16,80	0,20	5,24	1,58	14,00	0,11
A04 (travetto)	1,90	4291	1,63	1,89	10,08	0,19	1,00	1,17	8,40	0,14
A05 (trave)	1,90	168574	9,03	5,95	21,88	0,27	4,20	2,77	18,24	0,15
A05 (travetto)	1,90	3931	1,63	0,81	7,98	0,10	1,00	0,50	6,65	0,08
B01(trave)	1,90	168243	6,93	4,54	21,84	0,21	1,27	0,83	18,20	0,05
B01 (travetto)	1,90	4215	0,85	0,85	9,66	0,09	0,25	0,25	8,05	0,03
B02 (trave)	1,90	128157	6,81	2,05	16,80	0,12	1,23	0,37	14,00	0,03
B02 (travetto)	1,90	4170	0,85	0,77	9,41	0,08	0,25	0,23	7,84	0,03
B03 (trave)	1,90	168243	5,83	3,82	21,84	0,17	1,05	0,68	18,20	0,04
B03 (travetto)	1,90	3873	0,85	0,39	7,77	0,05	0,25	0,11	6,48	0,02

Tabella 97: : Verifica di deformabilità a breve termine (combinazione rara)

VERIFICA DEFORMABILITA' LUNGO TERMINE TRAVE COMPOSTA (comb. quasi permanente)										
SOLAIO	n	I_{eff}	q	f	f_{adm}	FS	q'	f'	f'_{adm}	FS
	[-]	[cm ⁴]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[-]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[-]
A01 (trave)	1,14	133789	7,31	10,43	21,63	0,48	1,51	2,16	18,03	0,12
A01 (travetto)	1,14	3541	0,93	1,98	9,66	0,21	0,30	0,64	8,05	0,08
A02 (trave)	1,14	47964	3,86	5,58	16,80	0,33	0,50	0,73	14,00	0,05
A03 (trave)	1,14	47964	2,51	3,64	16,80	0,22	0,50	0,73	14,00	0,05
A04 (trave)	1,14	95497	7,60	5,53	16,80	0,33	1,57	1,14	14,00	0,08
A04 (travetto)	1,14	3595	0,93	2,32	10,08	0,23	0,30	0,75	8,40	0,09

VERIFICA DEFORMABILITA' LUNGO TERMINE TRAVE COMPOSTA (comb. quasi permanente)										
SOLAIO	n	I_{eff}	q	f	f_{adm}	FS	q'	f'	f'_{adm}	FS
	[-]	[cm ⁴]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[-]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[-]
A05 (trave)	1,14	126644	6,09	9,61	21,88	0,44	1,26	1,99	18,24	0,11
A05 (travetto)	1,14	3339	0,93	0,98	7,98	0,12	0,30	0,32	6,65	0,05
B01(trave)	1,14	126382	6,05	9,49	21,84	0,43	0,38	0,60	18,20	0,03
B01 (travetto)	1,14	3541	0,68	1,45	9,66	0,15	0,08	0,16	8,05	0,02
B02 (trave)	1,14	95497	5,95	4,33	16,80	0,26	0,37	0,27	14,00	0,02
B02 (travetto)	1,14	3509	0,68	1,31	9,41	0,14	0,08	0,15	7,84	0,02
B03 (trave)	1,14	126382	5,10	8,00	21,84	0,37	0,31	0,49	18,20	0,03
B03 (travetto)	1,14	3301	0,68	0,65	7,77	0,08	0,08	0,07	6,48	0,01

Tabella 98: Verifica di deformabilità a lungo termine (combinazione quasi permanente)

Vengono ora riportate le verifiche dei travetti relativi ai solai A02 e A03, per questi elementi non è stato necessario inserire dei connettori tra travetto e soletta. In questi solai è stato previsto l'inserimento dei connettori solo in corrispondenza delle travi principali.

CARICHI CARATTERISTICI					
SOLAIO	MATERIALE	RINFORZO	G_1	G_2	Q_k
			[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
A02 (travetto)	Legno NUOVO	NO	0,00	2,85	2,00
A03 (travetto)	Legno NUOVO	NO	0,00	1,25	2,00

Tabella 99: Caratteristiche dei carichi agenti sui solai

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI SOLAI				
SOLAIO	L_c	i	B	H
	[m]	[m]	[m]	[m]
A02 (travetto)	0,67	0,50	0,06	0,08
A03(travetto)	0,67	0,50	0,06	0,08

Tabella 100: Caratteristiche geometriche solai

Si riportano le verifiche eseguite per i solai nei quali non sono state previste le connessioni tra travetti e soletta in cls.

VERIFICA A FLESSIONE								
SOLAIO	q	M _{Ed-y}	W _y	W _z	σ _{m,d y+0.7z}	σ _{m,d}	f _m	FS
	[kN/m]	[kNm]	[cm ₃]	[cm ₃]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
A02 (travetto)	3,64	0,21	64,00	48,00	3,21	3,21	12,27	0,26
A03(travetto)	2,44	0,14	64,00	48,00	2,15	2,15	12,27	0,18

Tabella 101: Verifica a flessione

VERIFICA A TAGLIO								
SOLAIO	q	J	S _G	A	V _{Ed}	t	t _{lim}	FS
	[kN/m]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ²]	[KN]	[MPa]	[MPa]	[-]
A02 (travetto)	3,64	256,00	48,00	48	1,22	0,38	1,33	0,29
A03(travetto)	2,44	256,00	48,00	48	0,82	0,26	1,33	0,19

Tabella 102: Verifica a taglio

VERIFICA DEFORMABILITA' A BREVE TERMINE							
	q	q ₂	M	J	f _{adm}	f	FS
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm]	[m ⁴]	[mm]	[mm]	[-]
A02 (travetto)	2,43	1,00	0,14	2,56E-06	2,7	0,2	0,09
A03(travetto)	1,63	1,00	0,09	2,56E-06	2,7	0,2	0,06

Tabella 103: Verifica di deformabilità a breve termine (comb. rara)

VERIFICA DEFORMABILITA' LUNGO TERMINE							
	q	q ₂	M	J	f _{adm}	f	FS
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm]	[m ⁴]	[mm]	[mm]	[-]
A02 (travetto)	1,73	0,30	0,10	2,56E-06	2,7	0,3	0,11
A03(travetto)	0,93	0,30	0,05	2,56E-06	2,7	0,2	0,06

Tabella 104: Verifica di deformabilità a lungo termine (comb. quasi permanente)

Di seguito viene riportata la verifica dei solai in prima fase (in assenza di puntellamenti).

Tale verifica consiste nel valutare le frecce nelle condizioni successive alla fase di getto della soletta in calcestruzzo.

Nelle ore successive al getto della soletta, occorre verificare gli abbassamenti delle travi poiché in tali condizioni il calcestruzzo non offre nessun contributo resistente, visto che la fase di indurimento del cls non è ancora avvenuta o terminata.

Per tali verifiche si considera la struttura in legno sollecitata dal carico G_1 e G_2 comprensivo del carico del cls.

CARICHI CARATTERISTICI			
		G_1	G_2
SOLAIO	MATERIALE	[kN/m ²]	[kN/m ²]
A01 (trave)	Legno ESISTENTE	1,05	1,25
A01 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	1,25
A02 (trave)	Legno ESISTENTE	1,14	2,85
A02 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	2,85
A03 (trave)	Legno ESISTENTE	1,14	1,25
A03(travetto)	Legno NUOVO	0,00	1,25
A04 (trave)	Legno ESISTENTE	1,05	1,25
A04 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	1,25
A05 (trave)	Legno ESISTENTE	1,05	1,25
A05 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	1,25
B01(trave)	Legno ESISTENTE	1,04	1,20
B01 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	1,20
B02 (trave)	Legno ESISTENTE	1,08	1,20
B02 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	1,20
B03 (trave)	Legno ESISTENTE	1,09	1,20
B03 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	1,20

Tabella 105: Carichi considerati in prima fase

Caratteristiche geometriche:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE					
SOLAIO	i	L	Lc	B	H
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
A01 (trave)	2,52	5,15	5,41	0,23	0,23
A01 (travetto)	0,50	2,30	2,42	0,10	0,14
A02 (trave)	0,84	4,00	4,20	0,20	0,20
A02 (travetto)	0,50	0,64	0,67	0,06	0,08

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE					
SOLAIO	i	L	Lc	B	H
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
A03 (trave)	0,84	4,00	4,20	0,20	0,20
A03(travetto)	0,50	0,64	0,67	0,06	0,08
A04 (trave)	2,62	4,00	4,20	0,23	0,23
A04 (travetto)	0,50	2,40	2,52	0,10	0,14
A05 (trave)	2,10	5,21	5,47	0,23	0,23
A05 (travetto)	0,50	1,90	2,00	0,10	0,14
B01(trave)	2,53	5,20	5,46	0,23	0,23
B01 (travetto)	0,50	2,30	2,42	0,10	0,14
B02 (trave)	2,45	4,00	4,20	0,23	0,23
B02 (travetto)	0,50	2,24	2,35	0,10	0,14
B03 (trave)	2,09	5,20	5,46	0,23	0,23
B03 (travetto)	0,50	1,85	1,94	0,10	0,14

Tabella 106: Caratteristiche geometriche

Si riportano i risultati delle analisi:

SOLAIO	q	VERIFICA A FLESSIONE			VERIFICA A TAGLIO			VERIFICA DI DEFORMABILITA' A BREVE TERMINE		
		$\sigma_{m,d}$	f_m	FS	T	T_{lim}	FS	f_{adm}	f	FS
	[kN/m]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[mm]	[mm]	[-]
A01 (trave)	8,16	14,72	9,09	1,62	0,63	0,99	0,63	21,6	26,4	1,22
A01 (travetto)	0,94	2,09	12,27	0,17	0,12	1,33	0,09	9,7	1,2	0,12
A02 (trave)	4,84	8,00	9,09	0,88	0,38	0,99	0,39	16,8	9,7	0,58
A02 (travetto)	2,14	1,89	12,27	0,15	0,22	1,33	0,17	2,7	0,1	0,05
A03 (trave)	2,82	4,66	9,09	0,51	0,22	0,99	0,22	16,8	5,8	0,35
A03(travetto)	0,94	0,83	12,27	0,07	0,10	1,33	0,07	2,7	0,1	0,02
A04 (trave)	8,49	9,23	9,09	1,02	0,51	0,99	0,51	16,8	10,0	0,59
A04 (travetto)	0,94	2,28	12,27	0,19	0,13	1,33	0,09	10,1	1,4	0,14
A05 (trave)	6,80	12,55	9,09	1,38	0,53	0,99	0,53	21,9	23,0	1,05
A05 (travetto)	0,94	1,43	12,27	0,12	0,10	1,33	0,08	8,0	0,5	0,07
B01(trave)	7,97	14,65	9,09	1,61	0,62	0,99	0,63	21,8	26,8	1,23
B01 (travetto)	0,90	2,01	12,27	0,16	0,12	1,33	0,09	9,7	1,1	0,11
B02 (trave)	7,85	8,54	9,09	0,94	0,47	0,99	0,47	16,8	9,2	0,55
B02 (travetto)	0,90	1,91	12,27	0,16	0,11	1,33	0,09	9,4	1,0	0,11
B03 (trave)	6,72	12,36	9,09	1,36	0,52	0,99	0,53	21,8	22,6	1,04
B03 (travetto)	0,90	1,30	12,27	0,11	0,09	1,33	0,07	7,8	0,5	0,06

Tabella 107: Verifiche in prima fase

Al fine di soddisfare le verifiche occorre, nella fase di getto della soletta, dotare gli elementi non verificati di puntelli posti a distanza massimo pari a 1,00 m d'interasse tra loro.

Per quanto riguarda le travi secondarie (travetti), anche se risultano verificate senza nessun puntello, a cautela si dispone un puntello al centro del travetto. Così facendo si riduce la luce tra gli appoggi, per entrambe le tipologie di travi, con la conseguente riduzione delle frecce.

Eseguendo tale distribuzione dei puntelli, si evita la nascita di reazioni concentrate, le quali dovrebbero essere riapplicate allo schema statico (con segno opposto) nel momento in cui vengono rimossi i puntelli (a calcestruzzo indurito e collaborante).

Sono riportati di seguito i risultati delle verifiche considerando le luci ridotte:

SOLAIO	L	q	VERIFICA A FLESSIONE			VERIFICA A TAGLIO			VERIFICA DI DEFORMABILITA' A BREVE TERMINE		
			$\sigma_{m,d}$	f_m	FS	t	t_{lim}	FS	f_{adm}	f	FS
	[m]	[kN/m]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[mm]	[mm]	[-]
A01 (trave)	1,00	8,16	0,55	9,09	0,06	0,12	0,99	0,12	4,2	0,0	0,01
A01 (travetto)	1,15	0,94	0,52	12,27	0,04<0,17	0,06	1,33	0,05<0,09	4,8	0,1	0,01<0,12
A02 (trave)	1,00	4,84	0,50	9,09	0,06	0,10	0,99	0,10	4,2	0,0	0,01
A02 (travetto)	0,64	2,14	1,89	12,27	0,15	0,22	1,33	0,17	2,7	0,1	0,05
A03 (trave)	1,00	2,82	0,29	9,09	0,03	0,06	0,99	0,06	4,2	0,0	0,01
A03(travetto)	0,64	0,94	0,83	12,27	0,07	0,10	1,33	0,07	2,7	0,1	0,02
A04 (trave)	1,00	8,49	0,58	9,09	0,06	0,13	0,99	0,13	4,2	0,0	0,01
A04 (travetto)	1,20	0,94	0,57	12,27	0,05<0,19	0,06	1,33	0,05<0,09	5,0	0,1	0,02<0,14
A05 (trave)	1,00	6,80	0,46	9,09	0,05	0,10	0,99	0,10	4,2	0,0	0,01
A05 (travetto)	0,80	0,94	0,25	12,27	0,02<0,12	0,04	1,33	0,03<0,08	3,4	0,0	0,01<0,07
B01(trave)	1,00	7,97	0,54	9,09	0,06	0,12	0,99	0,12	4,2	0,0	0,01
B01 (travetto)	1,15	0,90	0,50	12,27	0,04<0,16	0,06	1,33	0,04<0,09	4,8	0,1	0,01<0,11
B02 (trave)	1,00	7,85	0,53	9,09	0,06	0,12	0,99	0,12	4,2	0,0	0,01
B02 (travetto)	1,12	0,90	0,48	12,27	0,04<0,16	0,06	1,33	0,04<0,09	4,7	0,1	0,01<0,11
B03 (trave)	1,00	6,72	0,46	9,09	0,05	0,10	0,99	0,10	4,2	0,0	0,01
B03 (travetto)	0,93	0,90	0,32	12,27	0,03<0,11	0,05	1,33	0,04<0,07	3,9	0,0	0,01<0,06

Tabella 108: Verifiche in prima fase in presenza di puntelli

13.2.6. Verifica copertura centrale

A

Per la copertura si provvede alla completa sostituzione delle travi principali e dei travetti

Esistenti con materiale nuovo.

La nuova copertura risulta essere costituita da travi e travetti mentre per il tavolato si è optato per un tavolato doppio incrociato così da andare ad aumentare la rigidità delle falde nel proprio piano

Vengono riportate i carichi agenti sulla copertura:

CARICHI CARATTERISTICI				
		G_1	G_2	Q_k
SOLAIO	MATERIALE	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
C01 (trave)	Legno NUOVO	0,66	0,80	0,80
C01 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	0,80	0,80

Tabella 109: Caratteristiche dei carichi agenti

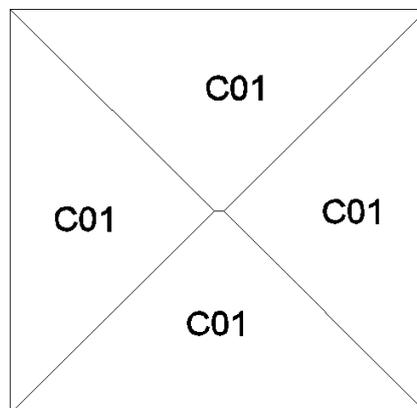


Figura 129: Nomenclatura falde di copertura

Caratteristiche geometriche:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE						
SOLAIO	MATERIALE	i	L	Lc	B	H
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
C01 (trave)	Legno NUOVO	2,30	4,00	4,20	0,25	0,25
C01 (travetto)	Legno NUOVO	0,50	2,50	2,63	0,15	0,15

Tabella 110: Caratteristiche geometriche

Verifiche degli elementi lignei di copertura

VERIFICA FLESSIONE								
SOLAIO	q	M _{Ed-y}	W _y	W _z	σ _{m,d y+0.7z}	σ _{m,d}	f _m	FS
	[kN/m]	[kNm]	[cm ³]	[cm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
C01 (trave)	7,49	16,52	2604,17	2604,17	6,34	6,34	12,27	0,52
C01 (travetto)	1,20	1,03	562,50	562,50	1,84	1,84	12,27	0,15

Tabella 111: Verifica a flessione

VERIFICA A TAGLIO								
SOLAIO	q	J	S _G	A	V _{Ed}	T	T _{lim}	FS
	[kN/m]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ²]	[KN]	[MPa]	[MPa]	[-]
C01 (trave)	7,49	32552,08	1953,13	625	15,74	0,38	1,33	0,28
C01 (travetto)	1,20	4218,75	421,88	225	1,58	0,11	1,33	0,08

Tabella 112: Verifica a taglio

VERIFICA DEFORMABILITA' BREVE TERMINE							
SOLAIO	q	q ₂	M	J	f _{adm}	f	FS
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm]	[m ⁴]	[mm]	[mm]	[-]
C01 (trave)	5,20	1,84	11,46	3,26E-04	16,8	6,2	0,37
C01 (travetto)	0,80	0,40	0,69	4,22E-05	10,5	1,1	0,11

Tabella 113: Verifica deformabilità a breve termine

VERIFICA DEFORMABILITA' A LUNGO TERMINE						
SOLAIO	q	M	J	f _{adm}	f	FS
	[kN/m]	[kNm]	[m ⁴]	[mm]	[mm]	[-]
C01 (trave)	3,36	7,40	3,26E-04	16,8	7,2	0,43
C01 (travetto)	0,40	0,34	4,22E-05	10,5	1,0	0,10

Tabella 114: Verifica deformabilità a lungo termine

13.2.7. Verifica solai corpo laterale

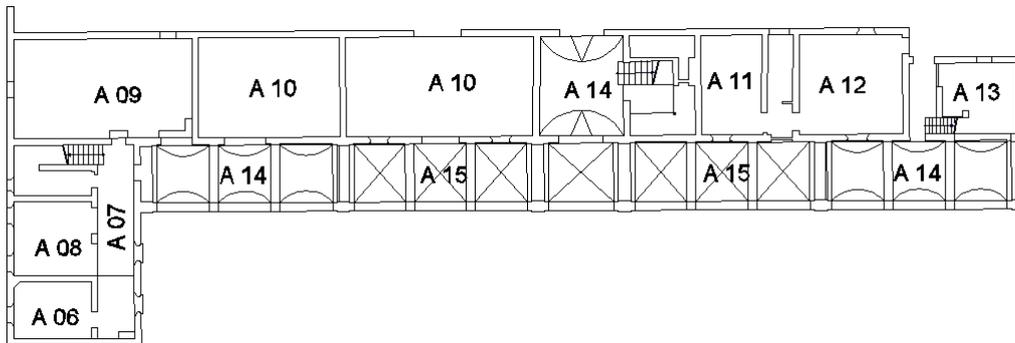


Figura 130: Numerazione solai primo e secondo impalcato

Schema dei carichi agenti su i vari solai

SOLAIO	MATERIALE	RINFORZO	i [m]	G ₁ [kN/m ²]	G ₂ [kN/m ²]	Q _K [kN/m ²]
A06 (trave)	Legno NUOVO	SI	2,08	1,06	2,05	2,00
A06 (travetto)	Legno NUOVO	SI	0,50	0,00	2,05	2,00
A07 (travetto)	Legno NUOVO	SI	0,50	1,00	2,05	2,00
A08 (trave)	Legno NUOVO	SI	2,08	1,06	2,05	2,00
A08(travetto)	Legno NUOVO	SI	0,50	0,00	2,05	2,00
A09(trave)	Legno NUOVO	SI	1,50	1,06	2,05	2,00
A09(travetto)	Legno NUOVO	SI	0,50	0,00	2,05	2,00
A10 (trave)	Legno NUOVO	SI	1,50	1,06	2,05	2,00
A10 (travetto)	Legno NUOVO	SI	0,50	0,00	2,05	2,00
A11 (trave)	Legno NUOVO	SI	1,70	1,06	2,05	2,00
A11 (travetto)	Legno NUOVO	SI	0,50	0,00	2,05	2,00
A12 (trave)	Legno NUOVO	SI	1,82	1,06	2,05	2,00
A12 (travetto)	Legno NUOVO	SI	0,50	0,00	2,05	2,00
A13 (trave)	Legno NUOVO	SI	2,00	1,06	2,05	2,00
A13 (travetto)	Legno NUOVO	SI	0,50	0,00	2,05	2,00

Tabella 115: Caratteristiche dei carichi agenti sui solai

Schema della geometria degli elementi dei vari solai

CARATTERISTICHE SOLAI												
SOLAIO	RINF	Lc	i	B ₁	H ₁	d	B ₂	H ₂	y _{gw}	J _{xw}	y _{gc}	J _{xc}
		[m]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ⁴]
A06 (trave)	SI	2,94	2,08	16,0	20,0	11,0	73,5	5,0	10,0	10667	32,3	3341
A06 (travetto)	SI	1,89	0,50	10,0	10,0	1,0	47,3	5,0	5,0	833	13,5	492
A07 (travetto)	SI	1,87	0,50	10,0	10,0	1,0	46,7	5,0	5,0	833	13,5	487
A08 (trave)	SI	3,78	2,08	16,0	20,0	11,0	94,5	5,0	10,0	10667	32,5	3571
A08(travetto)	SI	1,89	0,50	10,0	10,0	1,0	47,3	5,0	5,0	833	13,5	492
A09(trave)	SI	5,10	1,50	16,0	20,0	11,0	127,6	5,0	10,0	10667	32,7	3882
A09(travetto)	SI	1,49	0,50	10,0	10,0	1,0	37,3	5,0	5,0	833	13,5	388
A10 (trave)	SI	5,10	1,50	16,0	20,0	11,0	127,6	5,0	10,0	10667	32,7	3882
A10 (travetto)	SI	1,43	0,50	10,0	10,0	1,0	35,7	5,0	5,0	833	13,5	372
A11 (trave)	SI	5,10	1,70	18,0	20,0	11,0	127,6	5,0	10,0	12000	32,5	4777
A11 (travetto)	SI	1,47	0,50	10,0	10,0	1,0	36,8	5,0	5,0	833	13,5	383
A12 (trave)	SI	5,11	1,82	18,0	20,0	11,0	127,8	5,0	10,0	12000	32,5	4780
A12 (travetto)	SI	1,68	0,50	10,0	10,0	1,0	42,0	5,0	5,0	833	13,5	438
A13 (trave)	SI	3,63	2,00	16,0	20,0	11,0	90,8	5,0	10,0	10667	32,5	3533
A13 (travetto)	SI	1,79	0,50	10,0	10,0	1,0	44,6	5,0	5,0	833	13,5	465

Tabella 116: Caratteristiche geometriche dei solai

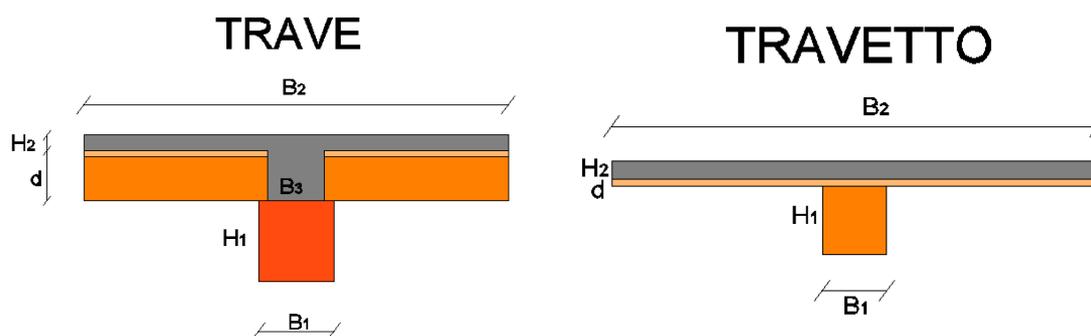


Figura 131: Sezione tipo

Caratteristiche geometriche dei connettori impiegati per il collegamento tra soletta e elementi lignei:

SOLAIO	CARATTERISTICHE CONNESSIONE										
	L_w	L_c	L_{tot}	t	F	J_p	$K_p=K_{ser}$	K_u	S_{max}	S_{min}	S_{eq}
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[mm]	[cm ⁴]	[N/mm]	[N/mm]	[cm]	[cm]	[cm]
A06 (trave)	15	10	25,0	0,0	12	0,10179	17002	11334	15	30	19
A06 (travetto)	6	3	10,0	1,0	8	0,02011	6140	4094	30	60	38
A07 (travetto)	6	3	10,0	1,0	8	0,02011	6140	4094	30	60	38
A08 (trave)	15	10	25,0	0,0	12	0,10179	17002	11334	15	30	19
A08(travetto)	6	3	10,0	1,0	8	0,02011	6140	4094	30	60	38
A09(trave)	15	10	25,0	0,0	12	0,10179	17002	11334	15	30	19
A09(travetto)	6	3	10,0	1,0	8	0,02011	6140	4094	30	60	38
A10 (trave)	15	10	25,0	0,0	12	0,10179	17002	11334	15	30	19
A10 (travetto)	6	3	10,0	1,0	8	0,02011	6140	4094	30	60	38
A11 (trave)	15	10	25,0	0,0	14	0,18857	19835	13223	15	30	19
A11 (travetto)	6	3	10,0	1,0	8	0,02011	6140	4094	30	60	38
A12 (trave)	15	10	25,0	0,0	14	0,18857	19835	13223	15	30	19
A12 (travetto)	6	3	10,0	1,0	8	0,02011	6140	4094	30	60	38
A13 (trave)	15	10	25,0	0,0	12	0,10179	17002	11334	15	30	19
A13 (travetto)	6	3	10,0	1,0	8	0,02011	6140	4094	30	60	38

Tabella 117: Caratteristiche geometriche dei connettori

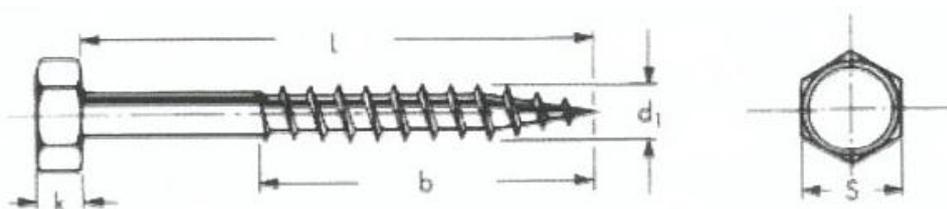


Figura 132: Schema del connettore

Qui di seguito sono riportati i risultati delle varie verifiche:

VERIFICA A FLESSIONE LEGNO												
	Y_g	J_{id}	J_{eff}	q	N	M_{Ed}	M_w	W_w	σ_w^+	σ_w^-	f_{md}	FS
SOLAIO	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[kN/m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[cm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
A06 (trave)	25,25	127404	33701	15,50	39,45	16,75	5,30	1067	6,20	-3,74	14,93	0,42
A06 (travetto)	11,72	7334	1840,4	3,04	1,90	1,36	0,61	167	3,88	-3,49	14,93	0,26
A07 (travetto)	11,71	7312	1827	3,69	2,23	1,61	0,73	167	4,63	-4,18	14,93	0,31
A08 (trave)	26,42	137569	43840	15,50	77,01	27,69	6,74	1067	8,72	-3,91	14,93	0,58
A08 (travetto)	11,72	7334	1840,4	3,04	1,90	1,36	0,61	167	3,88	-3,49	14,93	0,26
A09 (trave)	27,72	148954	60903	11,18	115,63	36,39	6,37	1067	9,59	-2,36	14,93	0,64
A09 (travetto)	11,37	6865	1593,1	3,04	0,86	0,84	0,44	167	2,74	-2,56	14,93	0,18
A10 (trave)	27,72	148954	60903	11,18	115,63	36,39	6,37	1067	9,59	-2,36	14,93	0,64
A10 (travetto)	11,30	6780	1555,6	3,04	0,75	0,77	0,41	167	2,56	-2,41	14,93	0,17
A11 (trave)	27,20	162963	69120	12,67	131,03	41,24	7,16	1200	9,61	-2,33	14,93	0,64
A11 (travetto)	11,34	6837	1580,5	3,04	0,82	0,82	0,43	167	2,68	-2,51	14,93	0,18
A12 (trave)	27,21	163051	69273	13,56	140,96	44,34	7,68	1200	10,32	-2,48	14,93	0,69
A12 (travetto)	11,55	7101	1708,1	3,04	1,29	1,07	0,52	167	3,27	-3,01	14,93	0,22
A13 (trave)	26,24	135996	42000	14,91	66,88	24,59	6,25	1067	7,95	-3,77	14,93	0,53
A13 (travetto)	11,64	7221	1773,7	3,04	1,58	1,21	0,57	167	3,57	-3,25	14,93	0,24

Tabella 118: Verifica a flessione del legno

VERIFICA A FLESSIONE CALCESTRUZZO											
	n	y_g	J_{id}	$1/g$	J_{eff}	q	N	M_{Ed}	M_c	M_{cRd}	FS
SOLAIO	[-]	[cm]	[cm ⁴]	[-]	[cm ⁴]	[kN/m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
A06 (trave)	1,600	25,25	127404	6,29736	33701	15,50	39,45	16,75	2,66	8,99	0,30
A06 (travetto)	1,600	11,72	7334	26,01957	1840	3,04	1,90	1,36	0,58	0,95	0,61
A07 (travetto)	1,600	11,71	7312	26,52496	1827	3,69	2,23	1,61	0,69	0,96	0,71
A08 (trave)	1,600	26,42	137569	4,41330	43840	15,50	77,01	27,69	3,61	11,78	0,31
A08(travetto)	1,600	11,72	7334	26,01957	1840	3,04	1,90	1,36	0,58	0,95	0,61
A09(trave)	1,600	27,72	148954	3,00001	60903	11,18	115,63	36,39	3,71	14,71	0,25
A09(travetto)	1,600	11,37	6865	39,07067	1593	3,04	0,86	0,84	0,33	0,91	0,36
A10 (trave)	1,600	27,72	148954	3,00001	60903	11,18	115,63	36,39	3,71	14,71	0,25
A10 (travetto)	1,600	11,30	6780	42,04916	1556	3,04	0,75	0,77	0,30	0,90	0,33
A11 (trave)	1,600	27,20	162963	2,89668	69120	12,67	131,03	41,24	4,56	15,80	0,29
A11 (travetto)	1,600	11,34	6837	40,02617	1581	3,04	0,82	0,82	0,32	0,64	0,50
A12 (trave)	1,600	27,21	163051	2,88970	69273	13,56	140,96	44,34	4,89	22,16	0,22
A12 (travetto)	1,600	11,55	7101	31,85842	1708	3,04	1,29	1,07	0,44	0,65	0,68
A13 (trave)	1,600	26,24	135996	4,66026	42000	14,91	66,88	24,59	3,31	11,05	0,30
A13 (travetto)	1,600	11,64	7221	28,70863	1774	3,04	1,58	1,21	0,51	0,94	0,54

Tabella 119: Verifica a flessione calcestruzzo

VERIFICA A TAGLIO							
	V _{Ed}	A	f _{md}	V _{Rw}	V _{Rc}	V _R	FS
SOLAIO	[kN]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
A06 (trave)	22,79	320	1,44	23,04	7,03	30,07	0,76
A06 (travetto)	2,87	100	1,44	7,20	0,00	0,00	0,40
A07 (travetto)	3,45	100	1,44	7,20	0,00	0,00	0,48
A08 (trave)	29,30	320	1,44	23,04	7,03	30,07	0,97
A08(travetto)	2,87	100	1,44	7,20	0,00	0,00	0,40
A09(trave)	28,52	320	1,44	23,04	7,03	30,07	0,95
A09(travetto)	2,26	100	1,44	7,20	0,00	0,00	0,31
A10 (trave)	28,52	320	1,44	23,04	7,03	30,07	0,95
A10 (travetto)	2,17	100	1,44	7,20	0,00	0,00	0,30
A11 (trave)	32,33	360	1,44	25,92	8,52	34,44	0,94
A11 (travetto)	2,23	100	1,44	7,20	0,00	0,00	0,31
A12 (trave)	34,68	360	1,44	25,92	10,70	36,62	0,95
A12 (travetto)	2,55	100	1,44	7,20	0,00	0,00	0,35
A13 (trave)	27,08	320	1,44	23,04	7,03	30,07	0,90
A13 (travetto)	2,71	100	1,44	7,20	0,00	0,00	0,38

Tabella 120: Verifica a taglio

VERIFICA TRAZIONE SOLETTA								
	M ⁻ _{Ed}	N ⁺ _{Ed}	d _{rete}	F _{rete}	f _{yd}	A _{rete}	N ⁺ _{Ed}	FS
SOLAIO	[kNm]	[kN]	[cm]	[mm]	[MPa]	[cm ²]	[kN]	[-]
A06 (travetto)	0,90	10,64	20,00	6,00	391,30	0,85	33,19	0,32
A07 (travetto)	1,07	12,63	20,00	6,00	391,30	0,85	33,19	0,38
A08(travetto)	0,90	10,64	20,00	6,00	391,30	0,85	33,19	0,32
A09(travetto)	0,56	6,62	20,00	6,00	391,30	0,57	22,13	0,30
A10 (travetto)	0,52	6,07	20,00	6,00	391,30	0,57	22,13	0,27
A11 (travetto)	0,55	6,44	20,00	6,00	391,30	0,57	22,13	0,29
A12 (travetto)	0,71	8,40	20,00	6,00	391,30	0,85	33,19	0,25
A13 (travetto)	0,81	9,49	20,00	6,00	391,30	0,85	33,19	0,29

Tabella 121: Verifica trazione soletta

VERIFICA CONNESSIONE											
	S _c	d [*]	K _u	d _{max}	V _p	f _{hc}	f _{hw}	b	M _y	V _{p,Rd}	FS
SOLAIO	[cm ³]	[cm]	[N/mm]	[mm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kNm]	[kN]	[-]
A06 (trave)	4879	26,11	11334	0,75	8,48	126,00	27,42	4,60	0,21	14,97	0,57
A06 (travetto)	672	10,91	4094	0,30	1,24	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,24

SOLAIO	VERIFICA CONNESSIONE										
	S_c	d^*	K_u	d_{max}	V_p	f_{hc}	f_{hw}	b	M_y	$V_{p,Rd}$	FS
	[cm ³]	[cm]	[N/mm]	[mm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kNm]	[kN]	[-]
A07 (travetto)	671	10,90	4094	0,36	1,47	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,28
A08 (trave)	5255	26,18	11334	1,14	12,87	126,00	27,42	4,60	0,21	14,97	0,86
A08(travetto)	672	10,91	4094	0,30	1,24	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,24
A09(trave)	5669	26,27	11334	1,26	14,31	126,00	27,42	4,60	0,21	14,97	0,96
A09(travetto)	637	10,79	4094	0,17	0,71	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,14
A10 (trave)	5669	26,27	11334	1,26	14,31	126,00	27,42	4,60	0,21	14,97	0,96
A10 (travetto)	630	10,77	4094	0,16	0,64	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,12
A11 (trave)	6192	26,32	13223	1,23	16,27	126,00	26,80	4,70	0,33	20,19	0,81
A11 (travetto)	634	10,78	4094	0,17	0,69	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,13
A12 (trave)	6195	26,32	13223	1,32	17,47	126,00	26,80	4,70	0,33	20,19	0,87
A12 (travetto)	655	10,84	4094	0,23	0,95	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,18
A13 (trave)	5197	26,17	11334	1,03	11,63	126,00	27,42	4,60	0,21	14,97	0,78
A13 (travetto)	664	10,88	4094	0,27	1,09	126,00	28,67	4,40	0,06	5,16	0,21

Tabella 122: Verifica della connessione

SOLAIO	VERIFICA DEFORMABILITA' Breve Termine									
	n	l_{eff}	q	f	f_{adm}	FS	q'	f'	f'_{adm}	FS
	[-]	[cm ⁴]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[-]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[-]
A06 (trave)	1,60	40594	10,63	2,04	11,76	0,17	4,16	0,80	9,80	0,08
A06 (travetto)	1,60	1944	2,03	1,38	7,56	0,18	1,00	0,68	6,30	0,11
A07 (travetto)	1,60	1928	2,53	1,66	7,48	0,22	1,00	0,66	6,23	0,11
A08 (trave)	1,60	53378	10,63	4,23	15,12	0,28	4,16	1,66	12,60	0,13
A08(travetto)	1,60	1944	2,03	1,38	7,56	0,18	1,00	0,68	6,30	0,11
A09(trave)	1,60	73482	7,67	7,37	20,41	0,36	3,00	2,88	17,01	0,17
A09(travetto)	1,60	1660	2,03	0,63	5,96	0,11	1,00	0,31	4,97	0,06
A10 (trave)	1,60	73482	7,67	7,37	20,41	0,36	3,00	2,88	17,01	0,17
A10 (travetto)	1,60	1617	2,03	0,54	5,71	0,09	1,00	0,27	4,76	0,06
A11 (trave)	1,60	82934	8,69	7,40	20,41	0,36	3,40	2,90	17,01	0,17
A11 (travetto)	1,60	1645	2,03	0,60	5,88	0,10	1,00	0,30	4,90	0,06
A12 (trave)	1,60	83106	9,30	7,97	20,45	0,39	3,64	3,12	17,05	0,18
A12 (travetto)	1,60	1791	2,03	0,94	6,72	0,14	1,00	0,46	5,60	0,08
A13 (trave)	1,60	51108	10,22	3,63	14,53	0,25	4,00	1,42	12,11	0,12
A13 (travetto)	1,60	1867	2,03	1,15	7,14	0,16	1,00	0,57	5,95	0,10

Tabella 123: Verifica di deformabilità a breve termine (combinazione rara)

VERIFICA DEFORMABILITA' Lungo Termine										
SOLAIO	n	I_{eff}	q	f	f_{adm}	FS	q'	f'	f'_{adm}	FS
	[-]	[cm ⁴]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[-]	[kN/m]	[mm]	[mm]	[-]
A06 (trave)	0,96	31501	7,72	3,43	11,76	0,29	1,25	0,55	9,80	0,06
A06 (travetto)	0,96	1532	1,33	2,07	7,56	0,27	0,30	0,47	6,30	0,07
A07 (travetto)	0,96	1522	1,83	2,74	7,48	0,37	0,30	0,45	6,23	0,07
A08 (trave)	0,96	41172	7,72	7,17	15,12	0,47	1,25	1,16	12,60	0,09
A08(travetto)	0,96	1532	1,33	2,07	7,56	0,27	0,30	0,47	6,30	0,07
A09(trave)	0,96	57249	5,57	12,36	20,41	0,61	0,90	2,00	17,01	0,12
A09(travetto)	0,96	1349	1,33	0,91	5,96	0,15	0,30	0,21	4,97	0,04
A10 (trave)	0,96	57249	5,57	12,36	20,41	0,61	0,90	2,00	17,01	0,12
A10 (travetto)	0,96	1322	1,33	0,78	5,71	0,14	0,30	0,18	4,76	0,04
A11 (trave)	0,96	64460	6,31	12,44	20,41	0,61	1,02	2,01	17,01	0,12
A11 (travetto)	0,96	1340	1,33	0,87	5,88	0,15	0,30	0,20	4,90	0,04
A12 (trave)	0,96	64602	6,75	13,40	20,45	0,66	1,09	2,17	17,05	0,13
A12 (travetto)	0,96	1434	1,33	1,38	6,72	0,21	0,30	0,31	5,60	0,06
A13 (trave)	0,96	39424	7,42	6,15	14,53	0,42	1,20	0,99	12,11	0,08
A13 (travetto)	0,96	1482	1,33	1,70	7,14	0,24	0,30	0,39	5,95	0,06

Tabella 124: Verifica di deformabilità a lungo termine (combinazione quasi permanente)

Di seguito viene riportata la verifica dei solai in prima fase (in assenza di puntellamenti) relativi ai solai del corpo laterale. Tale verifica ripercorre le stesse procedure adottate per il corpo centrale sopra esposto.

Le verifiche consistono nel valutare le frecce nelle condizioni successive alla fase di getto della soletta in calcestruzzo.

Nelle ore successive al getto della soletta, occorre verificare gli abbassamenti delle travi poiché in tali condizioni il calcestruzzo non offre nessun contributo resistente, visto che la fase di indurimento del cls non è ancora avvenuta o terminata.

Per tali verifiche si considera la struttura in legno sollecitata dal carico G_1 e G_2 comprensivo del carico del cls. Si riportano i carichi che vengono considerati nella verifica in prima fase.

CARICHI CARATTERISTICI			
SOLAIO	MATERILE	G_1	G_2
		[kN/m ²]	[kN/m ²]
A06 (trave)	Legno NUOVO	1,06	2,05
A06 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	2,05
A07 (travetto)	Legno NUOVO	1,00	2,05

CARICHI CARATTERISTICI			
SOLAIO	MATERILE	G₁	G₂
		[kN/m²]	[kN/m²]
A08 (trave)	Legno NUOVO	1,06	2,05
A08(travetto)	Legno NUOVO	0,00	2,05
A09(trave)	Legno NUOVO	1,06	2,05
A09(travetto)	Legno NUOVO	0,00	2,05
A10 (trave)	Legno NUOVO	1,06	2,05
A10 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	2,05
A11 (trave)	Legno NUOVO	1,06	2,05
A11 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	2,05
A12 (trave)	Legno NUOVO	1,06	2,05
A12 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	2,05
A13 (trave)	Legno NUOVO	1,06	2,05
A13 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	2,05

Tabella 125: Carichi considerati in prima fase

Caratteristiche geometriche:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE					
SOLAIO	i	L	Lc	B	H
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
A06 (trave)	2,08	2,8	2,94	0,16	0,2
A06 (travetto)	0,5	1,8	1,89	0,1	0,1
A07 (travetto)	0,5	1,78	1,87	0,1	0,1
A08 (trave)	2,08	3,6	3,78	0,16	0,2
A08(travetto)	0,5	1,8	1,89	0,1	0,1
A09(trave)	1,5	4,86	5,1	0,16	0,2
A09(travetto)	0,5	1,42	1,49	0,1	0,1
A10 (trave)	1,5	4,86	5,1	0,16	0,2
A10 (travetto)	0,5	1,36	1,43	0,1	0,1
A11 (trave)	1,7	4,86	5,1	0,18	0,2
A11 (travetto)	0,5	1,4	1,47	0,1	0,1
A12 (trave)	1,82	4,87	5,11	0,18	0,2
A12 (travetto)	0,5	1,6	1,68	0,1	0,1
A13 (trave)	2	3,46	3,63	0,16	0,2
A13 (travetto)	0,5	1,7	1,79	0,1	0,1

Tabella 126: Caratteristiche geometriche

Si riportano i risultati delle analisi

SOLAIO	q	VERIFICA A FLESSIONE			VERIFICA A TAGLIO			VERIFICA DEFORMABILITA' BREVE TERMINE		
		$\sigma_{m,d}$	f _m	FS	T	T _{lim}	FS	f _{adm}	f	FS
	[kN/m]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[mm]	[mm]	[-]
A06 (trave)	9,26	9,38	14,93	0,63	0,64	1,44	0,44	11,8	4,7	0,40
A06 (travetto)	1,54	4,12	14,93	0,28	0,22	1,44	0,15	7,6	1,6	0,22
A07 (travetto)	2,19	5,73	14,93	0,38	0,31	1,44	0,21	7,5	2,3	0,31
A08 (trave)	9,26	15,51	14,93	1,04	0,82	1,44	0,57	15,1	12,9	0,85
A08(travetto)	1,54	4,12	14,93	0,28	0,22	1,44	0,15	7,6	1,6	0,22
A09(trave)	6,68	20,38	14,93	1,36	0,80	1,44	0,55	20,4	30,9	1,51
A09(travetto)	1,54	2,56	14,93	0,17	0,17	1,44	0,12	6,0	0,6	0,11
A10 (trave)	6,68	20,38	14,93	1,36	0,80	1,44	0,55	20,4	30,9	1,51
A10 (travetto)	1,54	2,35	14,93	0,16	0,16	1,44	0,11	5,7	0,5	0,09
A11 (trave)	7,57	20,53	14,93	1,38	0,80	1,44	0,56	20,4	31,1	1,52
A11 (travetto)	1,54	2,49	14,93	0,17	0,17	1,44	0,12	5,9	0,6	0,10
A12 (trave)	8,10	22,07	14,93	1,48	0,86	1,44	0,60	20,5	33,6	1,64
A12 (travetto)	1,54	3,25	14,93	0,22	0,19	1,44	0,13	6,7	1,0	0,15
A13 (trave)	8,91	13,78	14,93	0,92	0,76	1,44	0,53	14,5	10,6	0,73
A13 (travetto)	1,54	3,67	14,93	0,25	0,21	1,44	0,14	7,1	1,3	0,18

Tabella 127: Verifiche in prima fase

Al fine di soddisfare le verifiche occorre, nella fase di getto della soletta, dotare gli elementi non verificati di puntelli posti a distanza massimo pari a 1,00 m d'interasse tra loro. Per quanto riguarda le travi secondarie (travetti), anche se risultano verificate senza nessun puntello, a cautela si dispone un puntello al centro del travetto. Così facendo si riduce la luce tra gli appoggi, per entrambe le tipologie di travi, con la conseguente riduzione delle frecce.

Eseguito tale distribuzione dei puntelli, si evita la nascita di reazioni concentrate, le quali dovrebbero essere riapplicate allo schema statico (con segno opposto) nel momento in cui vengono rimossi i puntelli (a calcestruzzo indurito e collaborante).

Sono riportati di seguito i risultati delle verifiche considerando le luci ridotte:

SOLAIO	L	q	VERIFICA A FLESSIONE			VERIFICA A TAGLIO			VERIFICA DEFORMABILITA' BREVE TERMINE		
			$\sigma_{m,d}$	f_m	FS	t	t_{lim}	FS	f_{adm}	f	FS
	[m]	[kN/m]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[mm]	[mm]	[-]
A06 (trave)	1,00	9,26	1,20	14,93	0,08	0,23	1,44	0,16	4,2	0,1	0,02
A06 (travetto)	0,90	1,54	1,03	14,93	0,07	0,11	1,44	0,08	3,8	0,1	0,03
A07 (travetto)	0,89	2,19	1,43	14,93	0,10	0,15	1,44	0,11	3,7	0,1	0,04
A08 (trave)	1,00	9,26	1,20	14,93	0,08	0,23	1,44	0,16	4,2	0,1	0,02
A08(travetto)	0,90	1,54	1,03	14,93	0,07<0,28	0,11	1,44	0,08	3,8	0,1	0,03
A09(trave)	1,00	6,68	0,86	14,93	0,06	0,16	1,44	0,11	4,2	0,1	0,01
A09(travetto)	0,71	1,54	0,64	14,93	0,04<0,17	0,09	1,44	0,06	3,0	0,0	0,01<0,11
A10 (trave)	1,00	6,68	0,86	14,93	0,06	0,16	1,44	0,11	4,2	0,1	0,01
A10 (travetto)	0,68	1,54	0,59	14,93	0,04<0,16	0,08	1,44	0,06	2,9	0,0	0,01<0,09
A11 (trave)	1,00	7,57	0,87	14,93	0,06	0,17	1,44	0,11	4,2	0,1	0,01
A11 (travetto)	0,70	1,54	0,62	14,93	0,04<0,17	0,08	1,44	0,06	2,9	0,0	0,01<0,10
A12 (trave)	1,00	8,10	0,93	14,93	0,06	0,18	1,44	0,12	4,2	0,1	0,01
A12 (travetto)	0,80	1,54	0,81	14,93	0,05	0,10	1,44	0,07	3,4	0,1	0,02
A13 (trave)	1,00	8,91	1,15	14,93	0,08	0,22	1,44	0,15	4,2	0,1	0,02
A13 (travetto)	0,85	1,54	0,92	14,93	0,06	0,10	1,44	0,07	3,6	0,1	0,02

Tabella 128 Verifiche in prima fase in presenza di puntelli

13.2.8. Verifica copertura laterale

Per la copertura si provvede alla completa sostituzione delle travi principali e dei travetti

esistenti con materiale nuovo.

La nuova copertura risulta essere costituita da travi e travetti mentre per il tavolato si è optato per un tavolato doppio incrociato così da andare ad aumentare la rigidità delle falde nel proprio piano

Vengono riportate i carichi agenti sulla copertura:

CARICHI CARATTERISTICI				
		G ₁	G ₂	Q (A)
SOLAIO	MATERIALE	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
C02 (trave)	Legno NUOVO	0,55	0,80	0,80
C02 (travetto)	Legno NUOVO	0,00	0,80	0,80

Tabella 129: Caratteristiche dei carichi agenti

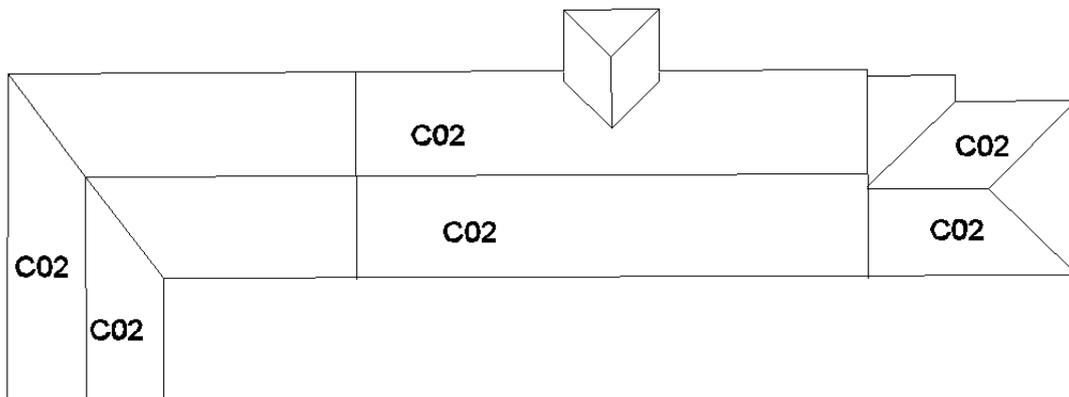


Figura 133: Nomenclatura falde di copertura

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE						
SOLAIO	MATERIALE	i	L	L _c	B	H
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
C02 (trave)	Legno NUOVO	2,50	4,50	4,73	0,18	0,24
C02 (travetto)	Legno NUOVO	0,50	2,50	2,63	0,10	0,10

Tabella 130: Caratteristiche geometriche

Verifiche degli elementi lignei di copertura

VERIFICA A FLESSIONE								
SOLAIO	q	M _{Ed-y}	W _y	W _z	σ _{m,d y+0.7z}	σ _{m,d}	f _m	FS
	[kN/m]	[kNm]	[cm ³]	[cm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
C02 (trave)	7,79	21,73	1728,00	1296,00	12,58	12,58	14,93	0,84
C02 (travetto)	1,20	1,03	166,67	166,67	6,20	6,20	14,93	0,42

Tabella 131: Verifica a flessione

VERIFICA A TAGLIO								
SOLAIO	q	J	S _G	A	V _{Ed}	T	T _{lim}	FS
	[kN/m]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ²]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[-]
C02 (trave)	7,79	20736,00	1296,00	432	18,40	0,64	1,44	0,44
C02 (travetto)	1,20	833,33	125,00	100	1,58	0,24	1,44	0,16

Tabella 132: Verifica a taglio

VERIFICA DI DEFORMABILITA' A breve termine							
SOALIO	q	q ₂	M	J	f _{adm}	f	FS
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm]	[m ⁴]	[mm]	[mm]	[-]
C02 (trave)	5,38	2,00	15,00	2,07E-04	18,9	13,5	0,71
C02 (travetto)	0,80	0,40	0,69	8,33E-06	10,5	4,7	0,45

Tabella 133: Verifica deformabilità a breve termine

VERIFICA DI DEFORMABILIA' A lungo termine						
SOLAIO	q	M	J	f _{adm}	f	FS
	[kN/m]	[kNm]	[m ⁴]	[mm]	[mm]	[-]
C02 (trave)	3,38	9,42	2,07E-04	18,9	15,2	0,80
C02 (travetto)	0,40	0,34	8,33E-06	10,5	4,3	0,41

Tabella 134: Verifica deformabilità a lungo termine

14. Analisi sismiche di progetto

Le analisi sismiche dei due corpi separati (centrale e laterale), sono state svolte con le medesime teorie di base adottate nel caso del corpo unico nelle condizioni di stato di fatto. Per tali teorie si fa richiamo al capitolo 8 e 8.1.

In modo analogo la teoria alla base dei criteri di resistenza degli elementi murari (maschi) e delle travi in muratura (fasce di piano) si considera quanto espresso nei sottocapitoli 8.2 e 8.3.

Nel presente capitolo si riportano i risultati ottenuti dall'analisi sismica dei modelli costruiti considerando i due corpi separati ed avendo introdotto le modellazioni degli interventi esposti nei capitoli precedenti.

Tenendo conto di quanto esposto, anche in questo caso il programma esegue le 24 analisi così distinte:

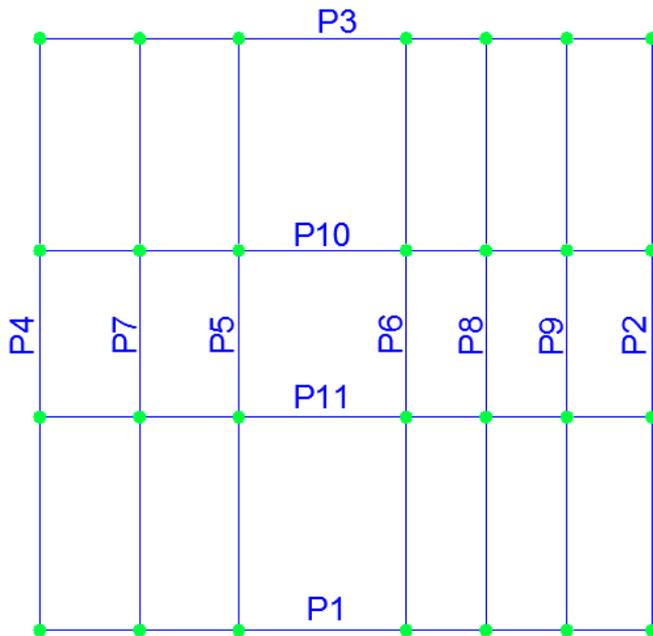
- 12 analisi condotte secondo una distribuzione di accelerazioni proporzionale al primo modo di vibrare;
- 12 analisi condotte secondo una distribuzione di accelerazioni proporzionale alle masse.

Si riportano i risultati delle analisi sismiche ognuna delle quali è stata sviluppata su i relativi modelli matematici.

Il commento di tali risultati e il confronto con quelli ottenuti dal modello dell'edificio oggetto di studio relativamente alle condizioni di stato di fatto sarà sviluppato nel capitolo relativo alle conclusioni.

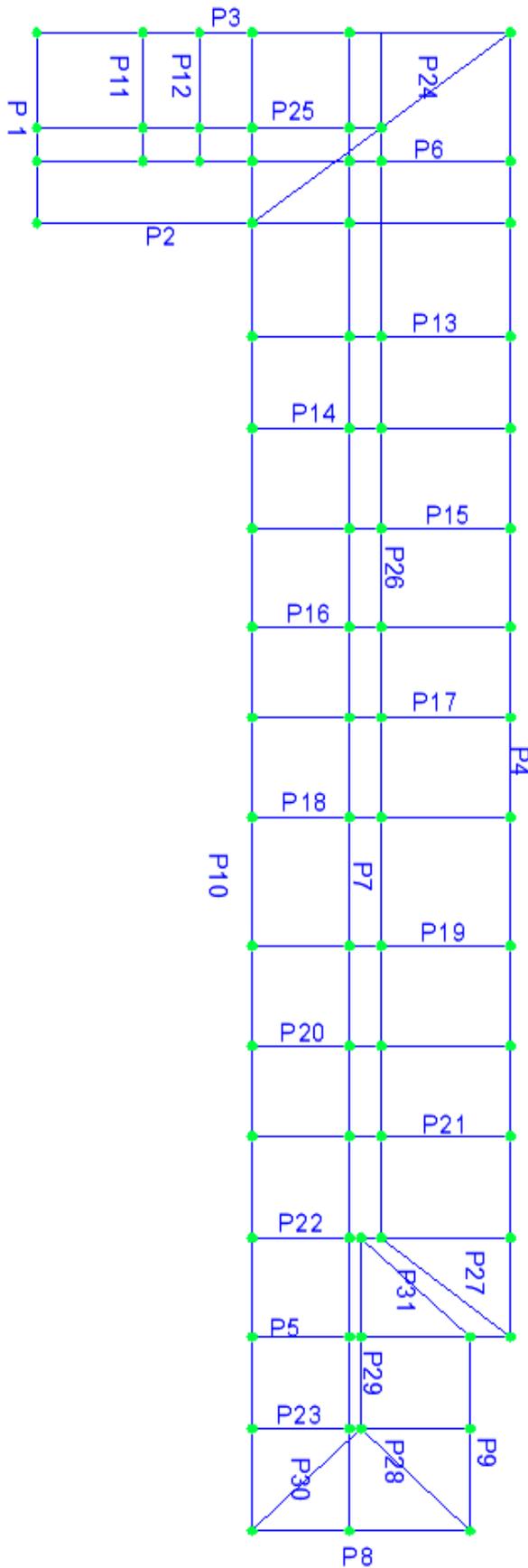
Nel presente capitolo sono stati riportati i risultati ottenuti dall'analisi più sfavorevoli. Tale scelta è giustificata dal fatto che si vuole porre l'attenzione alle condizioni più sfavorevoli, senza entrare nel dettaglio di ogni singola verifica. Dunque si vuole evitare che il presente lavoro di tesi risulti essere troppo generico, allontanando l'attenzione dagli obiettivi del lavoro.

Si riportano le piante delle pareti che sono state considerate nell'analisi sismica, prima quello relativo al corpo centrale e di seguito quello relativo al corpo laterale.



Analisi	Direz.	Distr.	Ecc.
1	+X	Masse	0%
2	+X	1° modo	0%
3	-X	Masse	0%
4	-X	1° modo	0%
5	+Y	Masse	0%
6	+Y	1° modo	0%
7	-Y	Masse	0%
8	-Y	1° modo	0%
9	+X	Masse	+5%
10	+X	Masse	-5%
11	+X	1° modo	+5%
12	+X	1° modo	-5%
13	-X	Masse	+5%
14	-X	Masse	-5%
15	-X	1° modo	+5%
16	-X	1° modo	-5%
17	+Y	Masse	+5%
18	+Y	Masse	-5%
19	+Y	1° modo	+5%
20	+Y	1° modo	-5%
21	-Y	Masse	+5%
22	-Y	Masse	-5%
23	-Y	1° modo	+5%
24	-Y	1° modo	-5%

Tabella 135: Nomenclatura pareti e analisi effettuate sul corpo centrale



Analisi	Direz.	Distr.	Ecc.
1	+X	Masse	0%
2	+X	1° modo	0%
3	-X	Masse	0%
4	-X	1° modo	0%
5	+Y	Masse	0%
6	+Y	1° modo	0%
7	-Y	Masse	0%
8	-Y	1° modo	0%
9	+X	Masse	+5%
10	+X	Masse	-5%
11	+X	1° modo	+5%
12	+X	1° modo	-5%
13	-X	Masse	+5%
14	-X	Masse	-5%
15	-X	1° modo	+5%
16	-X	1° modo	-5%
17	+Y	Masse	+5%
18	+Y	Masse	-5%
19	+Y	1° modo	+5%
20	+Y	1° modo	-5%
21	-Y	Masse	+5%
22	-Y	Masse	-5%
23	-Y	1° modo	+5%
24	-Y	1° modo	-5%

Tabella 136: Nomenclatura pareti e analisi effettuate sul corpo laterale

14.1. Verifiche sismiche corpo centrale

Si riportano i risultati dell'analisi sismica eseguita sul modello del corpo centrale.

Tali analisi sono in tutto 24, rappresentano le varie combinazioni tra direzione, eccentricità, carico sismico. Le direzioni considerate sono quelle lungo X e Y e le relative eccentricità poste dalla normativa pari al 5% della dimensione massima nella direzione in cui agisce il sisma. Il carico sismico che viene considerato è calcolato sia in relazione alle masse ma anche in relazione al primo modo.

I risultati relativi al modello del corpo centrale vengono riassunti nella seguente tabella:

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa ε
	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,23	1,42	0,981	0,08	0,50	0,07	0,50	2,409	3,77
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	0,37	1,88	1,180	0,10	0,38	0,08	0,38	2,541	2,86
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,23	1,37	0,974	0,08	0,39	0,07	0,39	2,365	3,44
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	0,38	2,15	1,210	0,10	0,42	0,08	0,42	2,479	2,94
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	0,78	1,00	1,514	0,18	1,67	0,14	1,47	1,168	4,78
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,01	1,03	1,751	0,23	1,60	0,18	1,23	1,014	3,97
▶	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,77	0,79	1,367	0,19	1,66	0,15	1,43	1,011	4,67
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	0,96	0,99	1,654	0,22	1,38	0,17	0,99	1,023	3,66
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	76,9	0,23	1,75	0,939	0,08	0,40	0,07	0,40	2,870	3,55
	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-76,9	0,27	1,72	1,034	0,09	0,54	0,07	0,54	2,666	3,72
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	76,9	0,36	1,78	1,174	0,09	0,82	0,08	0,82	2,555	4,28
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-76,9	0,41	2,01	1,242	0,10	0,37	0,08	0,37	2,416	2,71
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	76,9	0,23	1,42	0,944	0,08	0,69	0,07	0,69	2,480	4,55
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-76,9	0,25	1,37	1,013	0,08	0,47	0,07	0,47	2,305	3,58
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	76,9	0,38	1,75	1,205	0,09	0,38	0,08	0,38	2,489	2,87
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-76,9	0,42	2,27	1,275	0,10	0,44	0,08	0,44	2,353	2,89
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	79,0	0,79	2,56	1,371	0,20	2,12	0,16	1,41	2,189	5,56
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-79,0	0,75	3,18	1,458	0,17	1,61	0,14	1,57	2,057	4,71
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	79,0	1,04	2,09	1,766	0,24	1,29	0,19	0,94	1,682	3,31
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-79,0	0,99	2,15	1,751	0,22	1,74	0,17	1,21	1,713	4,31
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	79,0	0,76	2,88	1,392	0,18	1,95	0,14	1,41	2,155	5,37
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-79,0	0,74	2,85	1,373	0,18	1,56	0,14	1,56	2,184	4,59
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	79,0	0,99	2,19	1,695	0,23	1,26	0,18	0,91	1,770	3,35
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-79,0	0,93	2,31	1,617	0,21	1,59	0,17	1,15	1,855	4,13

Legenda colori

<input checked="" type="checkbox"/> Verificato	<input type="checkbox"/> Non verificato	<input type="checkbox"/> Non converge a p.p.	<input type="checkbox"/> Analisi più gravosa
--	---	--	--

Piano-Soil

Tabella 137: Risultati delle analisi effettuate sul modello corpo centrale

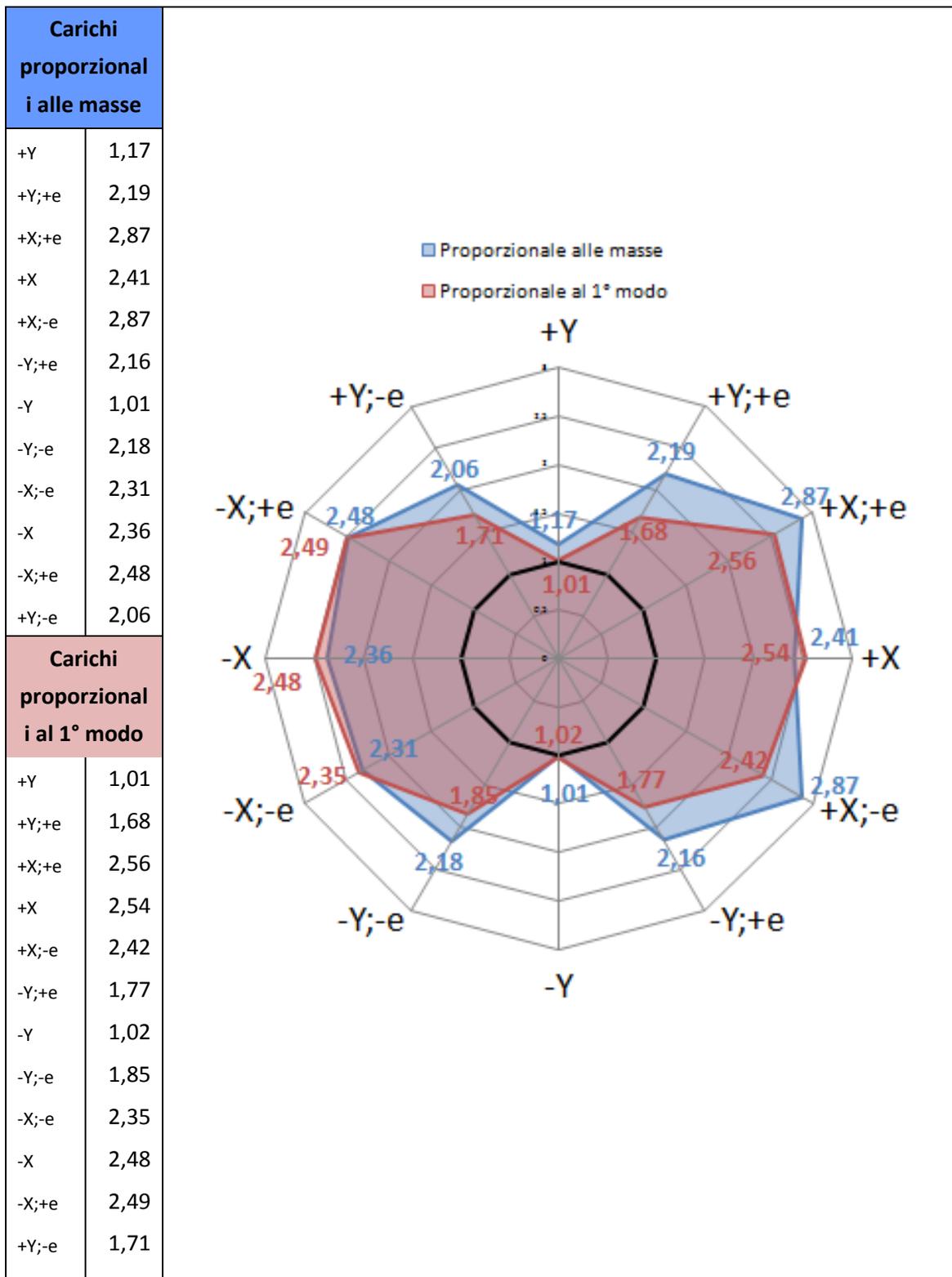


Figura 134: Riepilogo risultati corpo centrale

I risultati dell'analisi mostrano che la condizione più gravosa per la struttura si verificano:

- sisma agente in direzione -X: analisi 14 con $\alpha_u = 2,305$
- sisma agente in direzione Y: analisi 7 con $\alpha_u = 1,011$

Dal grafico è evidente come la struttura abbia una rigidezza maggiore in direzione X, questo è dovuto al fatto di avere muri disposti in tale direzione che sono interessati da minori aperture, viceversa la lungo la direzione più debole Y si hanno muri interessati da un numero maggiore di aperture.

Di seguito si riportano i risultati relativi alle analisi più sfavorevoli, le curve di pushover della struttura, le mappature di colore dei singoli maschi della parete maggiormente sollecitata con l'indicazione dello stato raggiunto al termine dell'analisi.

Risultati relativi alla direzione del sisma lungo X, analisi 14:

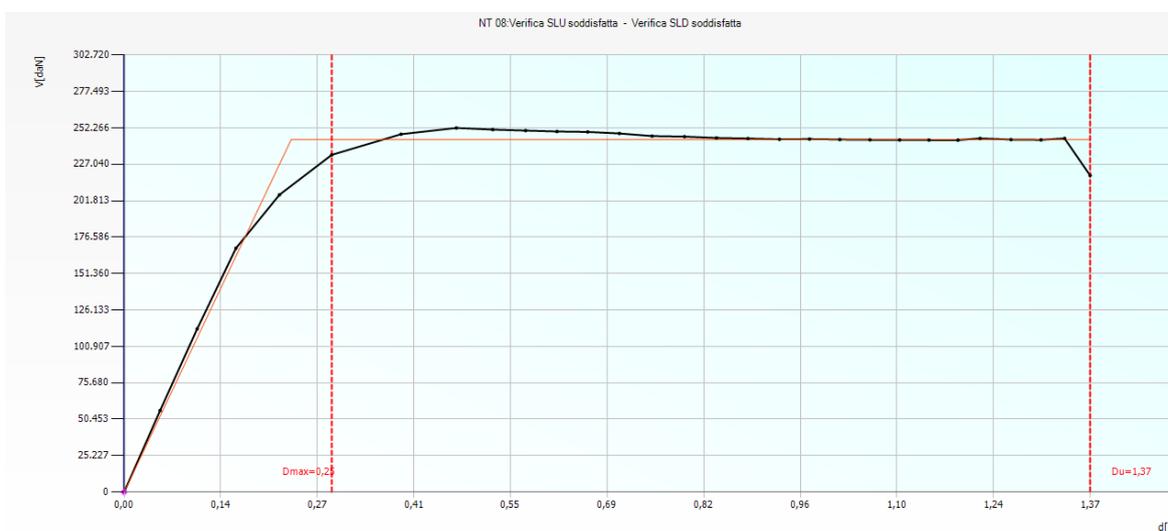


Figura 135: Curva pushover relativo all'analisi 14

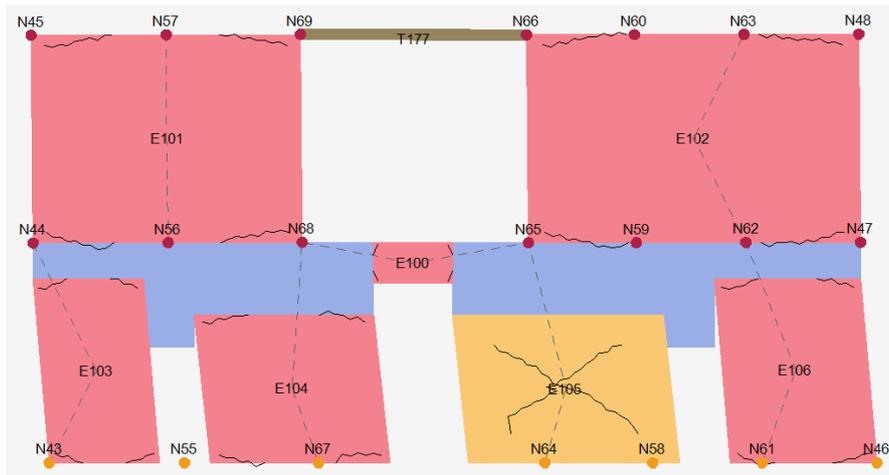


Figura 136: Vista parete e relativa tipo di rottura analisi 14

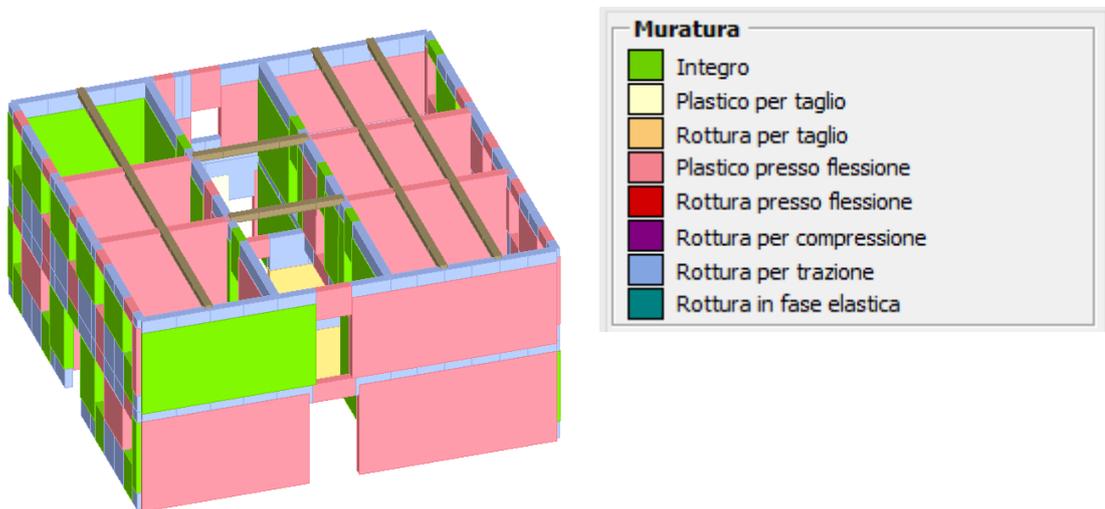


Figura 137: Visione globale analisi 14 e legenda tipo di rottura

Risultati relativi alla direzione del sisma lungo Y, analisi 7:

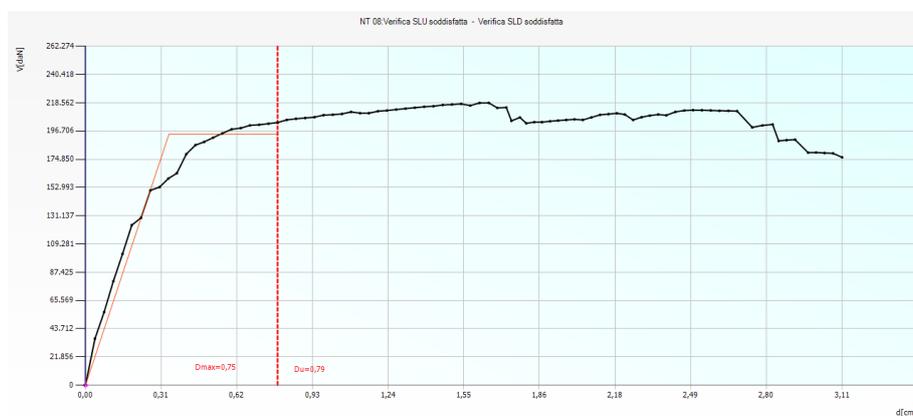


Figura 138: Curva pushover relativo all'analisi 7

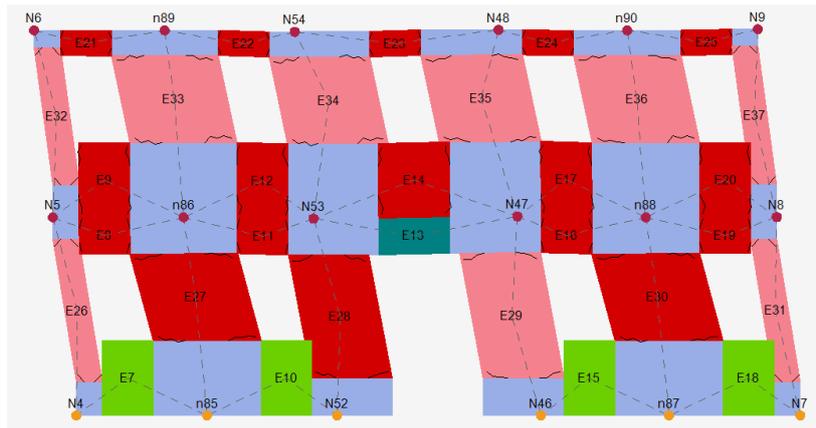


Figura 139: Vista parete e relativa tipo di rottura analisi 7

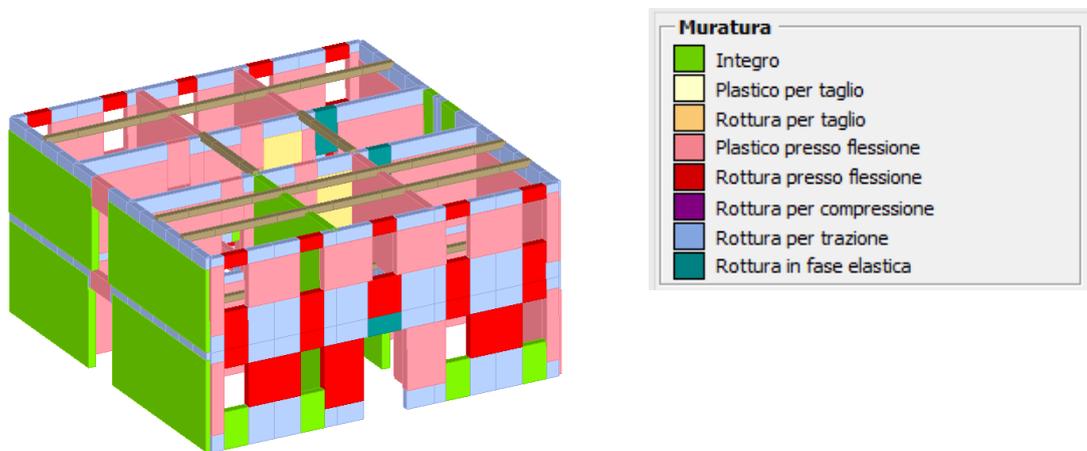


Figura 140 Visione globale analisi 7 e legenda tipo di rottura

14.2. Verifiche sismiche corpo laterale

Anche per quanto riguarda il modello relativo al corpo laterale, sono state svolte le 24 analisi come fatto per il corpo centrale. I risultati relativi al modello del corpo laterale vengono riassunti nella seguente tabella:

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa €
▶	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,06	0,65	0,506	0,02	0,35	0,02	0,35	3,512	7,45
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	0,07	0,81	0,546	0,03	0,56	0,02	0,56	3,495	8,15
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,06	0,83	0,522	0,02	0,41	0,02	0,41	4,003	7,87
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	0,07	0,71	0,550	0,02	0,29	0,02	0,29	3,335	6,34
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	0,36	0,64	1,571	0,06	0,64	0,05	0,64	1,414	4,01
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	0,39	0,70	1,603	0,07	0,70	0,06	0,70	1,440	4,09
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,33	0,65	1,489	0,06	0,55	0,05	0,55	1,482	3,75
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	0,37	1,10	1,557	0,07	0,29	0,05	0,29	1,926	2,52
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	77,1	0,05	0,65	0,496	0,02	0,29	0,02	0,29	3,600	7,15
	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-77,1	0,06	0,65	0,515	0,02	0,35	0,02	0,35	3,436	7,30
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	77,1	0,07	0,80	0,535	0,02	0,62	0,02	0,62	3,553	8,70
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-77,1	0,07	0,80	0,554	0,03	0,56	0,02	0,56	3,412	7,99
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	77,1	0,05	0,83	0,514	0,02	0,35	0,01	0,35	4,120	7,57
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-77,1	0,06	0,83	0,522	0,02	0,47	0,02	0,47	3,915	8,20
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	77,1	0,06	0,77	0,534	0,02	0,35	0,02	0,35	3,609	7,01
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-77,1	0,07	0,71	0,575	0,02	0,29	0,02	0,29	3,224	6,11
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	245,2	0,45	1,07	1,669	0,08	1,07	0,07	1,07	1,798	5,11
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-245,2	0,31	0,42	1,488	0,06	0,42	0,05	0,42	1,173	3,33
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	245,2	0,52	1,07	1,738	0,09	1,07	0,08	1,07	1,648	4,69
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-245,2	0,34	0,42	1,528	0,06	0,42	0,05	0,42	1,122	3,18
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	245,2	0,40	1,12	1,655	0,07	0,84	0,06	0,84	1,812	4,62
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-245,2	0,29	0,32	1,425	0,06	0,32	0,04	0,32	1,047	2,97
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	245,2	0,44	1,17	1,785	0,07	0,61	0,06	0,61	1,680	3,48
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-245,2	0,32	0,38	1,479	0,06	0,38	0,05	0,38	1,094	3,10

Legenda colori

Verificato
 Non verificato
 Non converge a p.p.
 Analisi più gravosa

Piano-Soil

Tabella 138: Risultati delle analisi effettuate sul modello corpo laterale

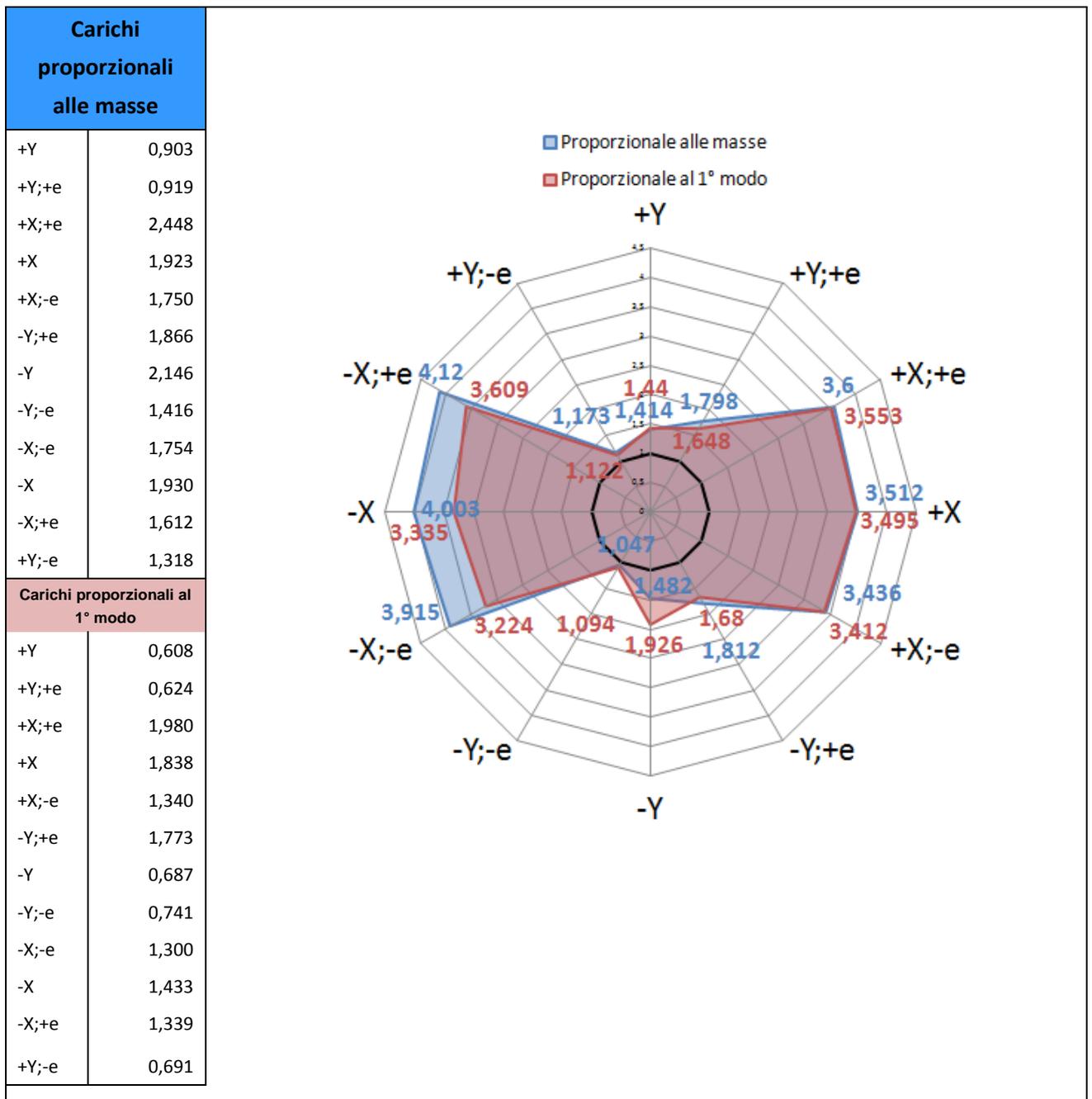


Figura 141: Riepilogo risultati corpo laterale

I risultati dell'analisi mostrano che la condizione più gravosa per la struttura si verificano:

- sisma agente in direzione -X: analisi 16 con $\alpha_u = 3,224$
- sisma agente in direzione -Y: analisi 22 con $\alpha_u = 1,047$

Dal grafico è evidente come la struttura abbia una rigidezza maggiore in direzione X.

Di seguito si riportano i risultati relativi alle analisi più sfavorevoli, le curve di pushover della struttura, le mappature di colore dei singoli maschi della parete maggiormente sollecitata con l'indicazione dello stato raggiunto al termine dell'analisi.

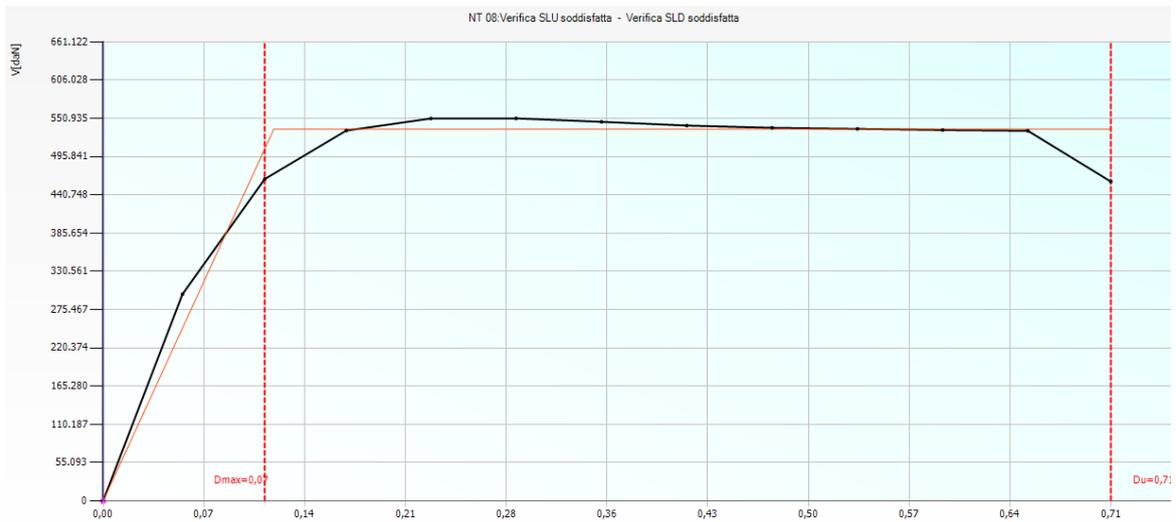


Figura 142: Curva pushover relativo all'analisi 16

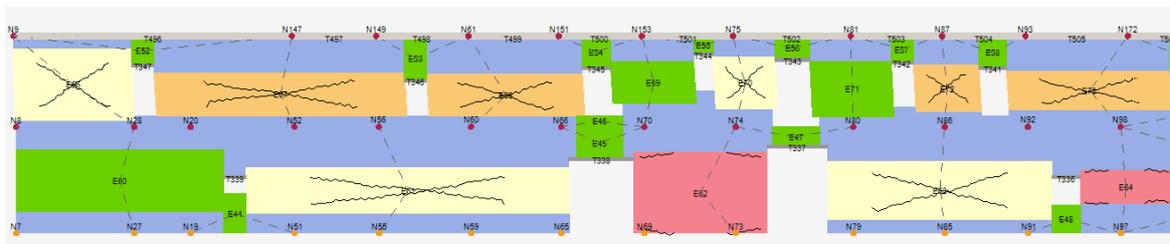


Figura 143: Vista parete 4 e relativa tipo di rottura analisi 16

Al fine di ottenere una visione migliore della parete 4, qui di seguito vengono riportate le due metà della parete in dettaglio.

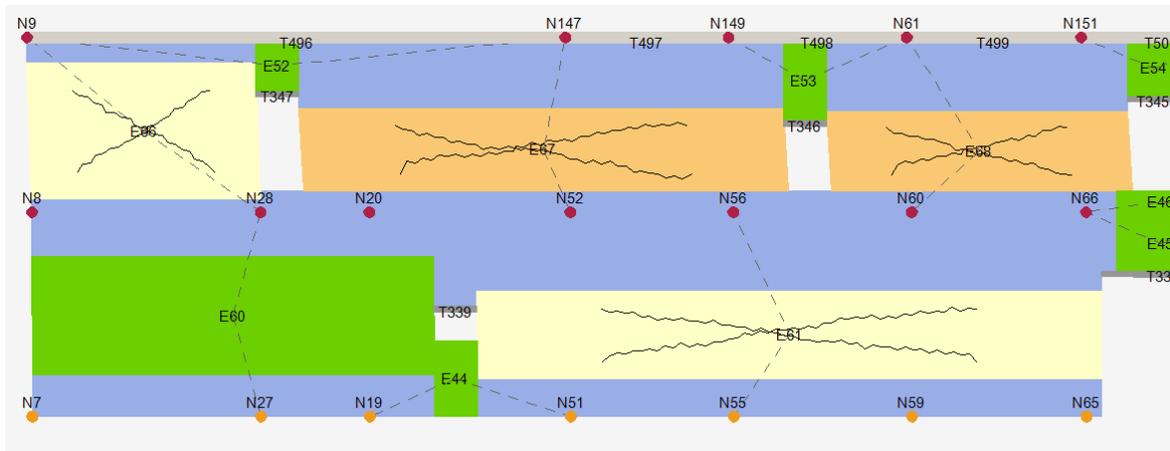


Figura 144: Vista parete 4 e relativa tipo di rottura analisi 16

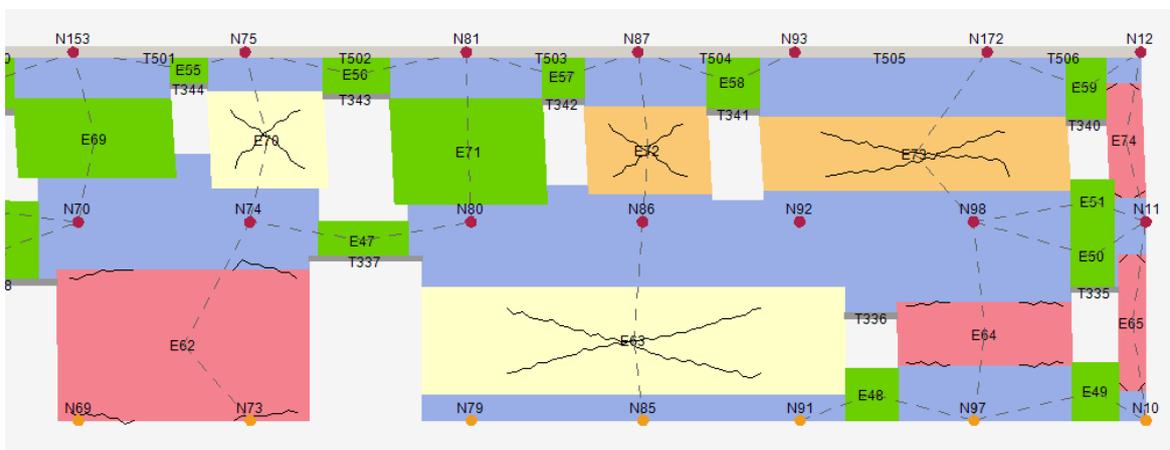


Figura 145: Vista parete 4 e relativa tipo di rottura analisi 16

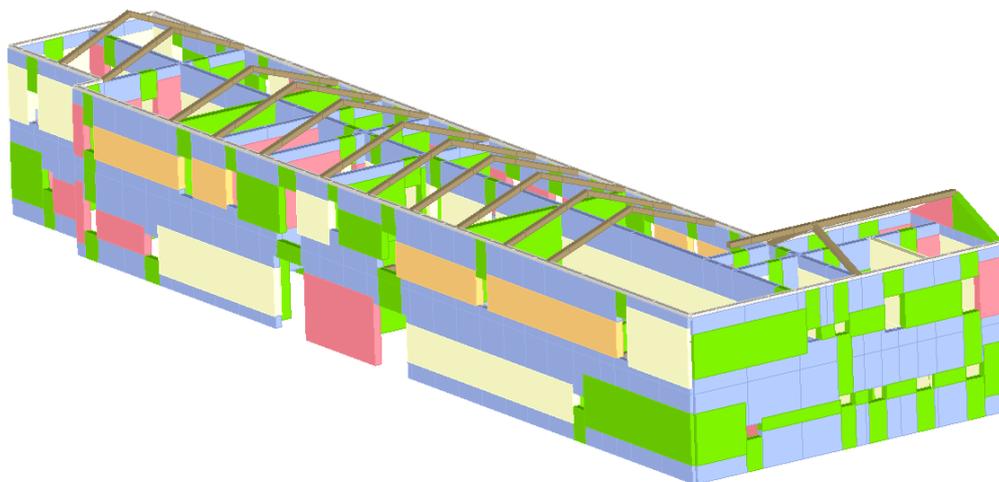


Figura 146 *Visione globale analisi 16*

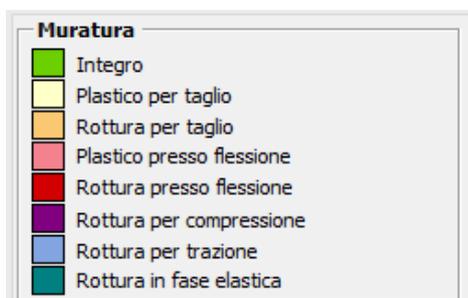


Figura 147 : *Legenda tipo di rottura*

Di seguito sono riportati i risultati dell'analisi 22 relativa alla direzione più sfavorevole nella direzione Y:

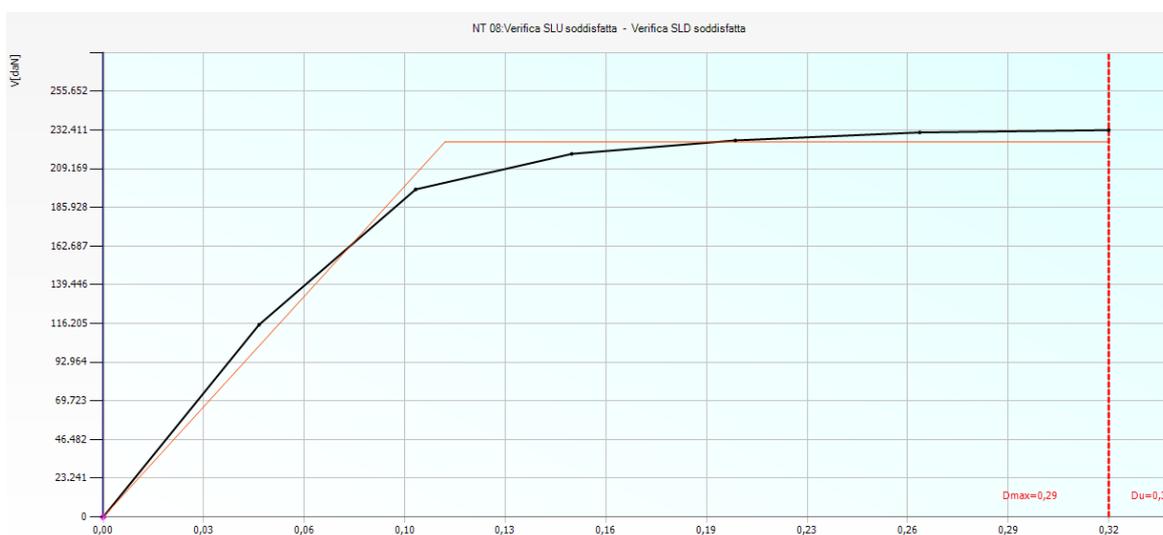


Figura 148: *Curva pushover relativo all'analisi 22*

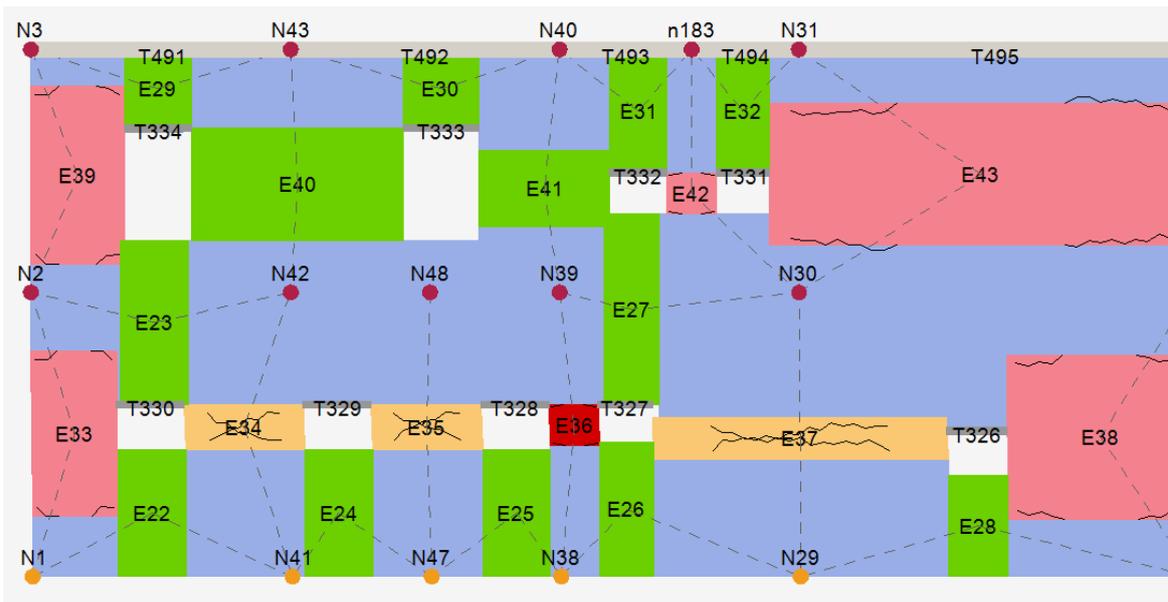


Figura 149: Vista parete 4 e relativa tipo di rottura analisi 22

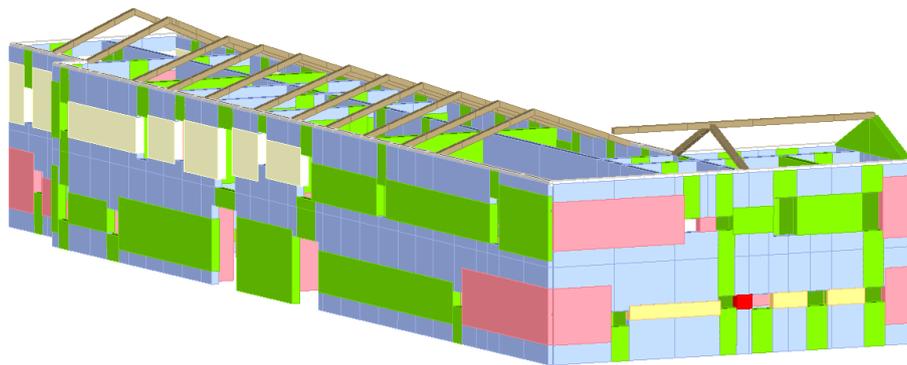


Figura 150 : Visione globale analisi 22

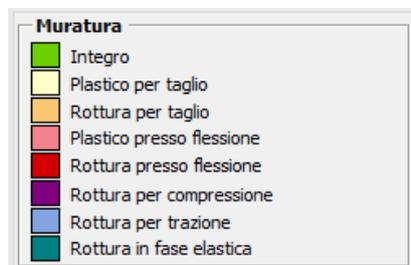


Figura 151 : Legenda tipo di rottura

15. Conclusioni

La presente tesi di laurea propone lo studio di un intervento su un edificio in muratura che è stato interessato dagli eventi sismici del maggio del 2012.

L'obiettivo di tale lavoro, non è solo garantire gli adeguati livelli di sicurezza richiesti dalla normativa, ma raggiungere tali obiettivi nel rispetto architettonico e dei materiali che tale edificio presenta. Infatti, soprattutto per edifici in muratura aventi una certa età, nei decenni si instaurano degli equilibri molto delicati all'interno della costruzione i quali possono essere stravolti se non si interviene in modo adeguato e cosciente.

In base a tale osservazione, sono stati immediatamente escluse le possibilità di introdurre materiali e tecniche non molto compatibili (come telai in c.a. o strutture metalliche invasive) ed evitare interventi molto invasivi.

Dall'analisi sismica dello stato di fatto si è potuto osservare come la risposta dinamica dell'edificio risulta essere inefficace. Come già sottolineato in precedenza, tale comportamento è fortemente legato alla geometria della struttura.

Per tale motivo si è posta immediatamente attenzione ad interventi riguardante la geometria, sempre nell'ottica di non alterare troppo la struttura.

Dall'analisi dello stato di fatto, si è ottenuto un fattore di sicurezza pari al 27% dell'adeguamento sismico.

Sono stati eseguiti anche dei modelli nei quali la struttura è stata modellata nei due corpi separati ma mantenendo gli elementi resistenti allo stato di fatto, dunque considerando tutti i degradi, murature a una testa e solai deformabili.

Con questi modelli la risposta risultava fortemente maggiore nel corpo centra, dove il fattore di sicurezza passava oltre il 65% , mentre per il corpo laterale si raggiunge il 45%. Questi risultati sono giustificati dalla perfetta simmetria che il corpo centrale presenta in pianta e altezza. Viceversa il corpo laterale, in seguito alla separazione acquista un certo grado di simmetria ma presenta condizioni di degrado elevate.

Successivamente sono stati introdotti all'interno dei modelli i vari interventi per portare la struttura ad un adeguamento sismico.

Si vuole subito far osservare come gli interventi introdotti risultano essere di interventi economicamente poco influenti mentre in termini di risposta dinamica risultano essere molto efficaci.

Infatti una volta intervenuti sulla geometri si è posto l'attenzione su un altro fattore molto importante per le strutture murarie cioè il comportamento scatolare.

A tal fine sono stati introdotti in tutti i solai le solette collaboranti con le orditure in legno.

Questa scelta scaturisce dalla necessita, cose sopra citato, di non alterare le tecniche costruttive. Infatti così facendo si riesce a mantenere la struttura portante in legno, che se lasciata in vista ha anche un ottimo effetto architettonico, ed limitare le deformazioni mediante soletta in calcestruzzo alleggerito. L'impiego di cls alleggerito permette di ottenere un adeguato grado di rigidezza nel piano, senza un sensibile aumento del peso, tutto ciò permette di limitare l'azione sismica la quale è direttamente proporzionale al peso della struttura.

Inoltre, mediante l'impiego dei connettori metallici, la mutua collaborazione tra soletta e orditura lignea permette di limitare le frecce e in generale la deformazione fuori dal piano del solaio.

Per garantire l'effetto scatolare sono stati eseguite le cuciture di pareti ortogonali mediante barre metalliche, le quali vanno ad ancorarsi ad entrambe le murature garantendo un buon ammorsamento delle stesse.

Nell'ottica di irrigidire gli impalcati nel loro piano, ma senza intervenire in modo invasivo, per le volte si è optato per materiali fibrorinforzati. Con tale intervento non solo si migliora la risposta sismica delle volte ma si evita di alterare l'aspetto architettonico delle stesse.



Figura 152 : messa in opera dei rinforzi sulle volte

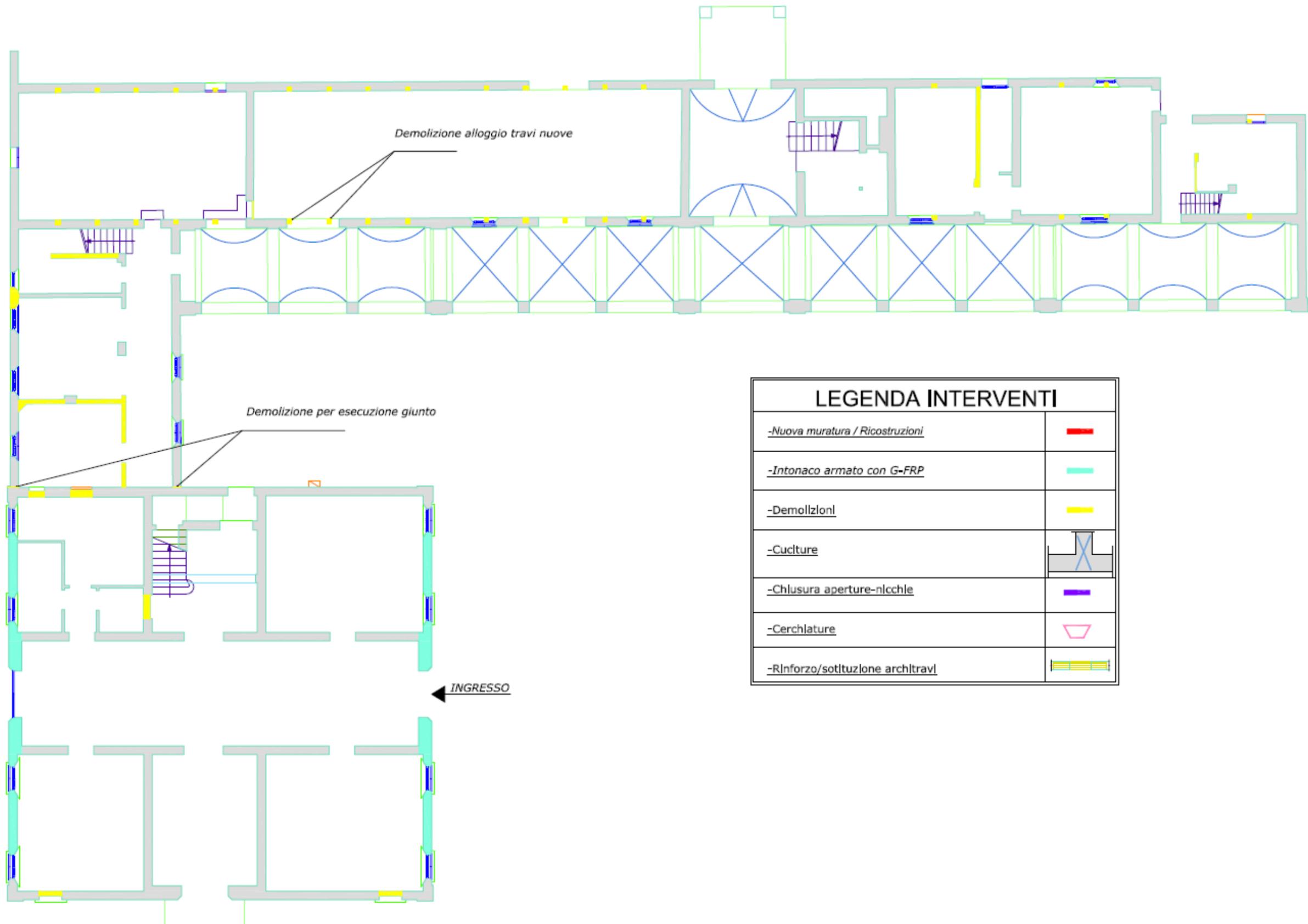
Per assicurare un buon comportamento statico della struttura, quindi verificare i requisiti di snellezza delle murature come imposto dalle norme, tutti muri realizzati ad una sola testa sono stati ricostruiti a due teste (sono per muri portanti, si escludono i divisorii). Si è scelta la completa sostituzione per due principali motivi: la muratura ad una testa risultava nella maggior parte dei casi lesionata ed un intervento di scuci cuci risultava essere economicamente sfavorevole. Il secondo motivo riguarda l'ampliamento dello spessore il quale avrebbe richiesto la realizzazione di una muratura affiancata, che nonostante tutti gli accorgimenti del caso non sarebbe risultata staticamente e dinamicamente efficace come una muratura di nuova realizzazione.

L'insieme di tutti questi interventi rende possibile il raggiungimento dell'adeguamento sismico della struttura a fronte di una spesa per l'intervento relativamente contenuta.

Infatti il fattore di sicurezza supera il 100% dell'adeguamento in entrambe le due strutture separate dal giunto.

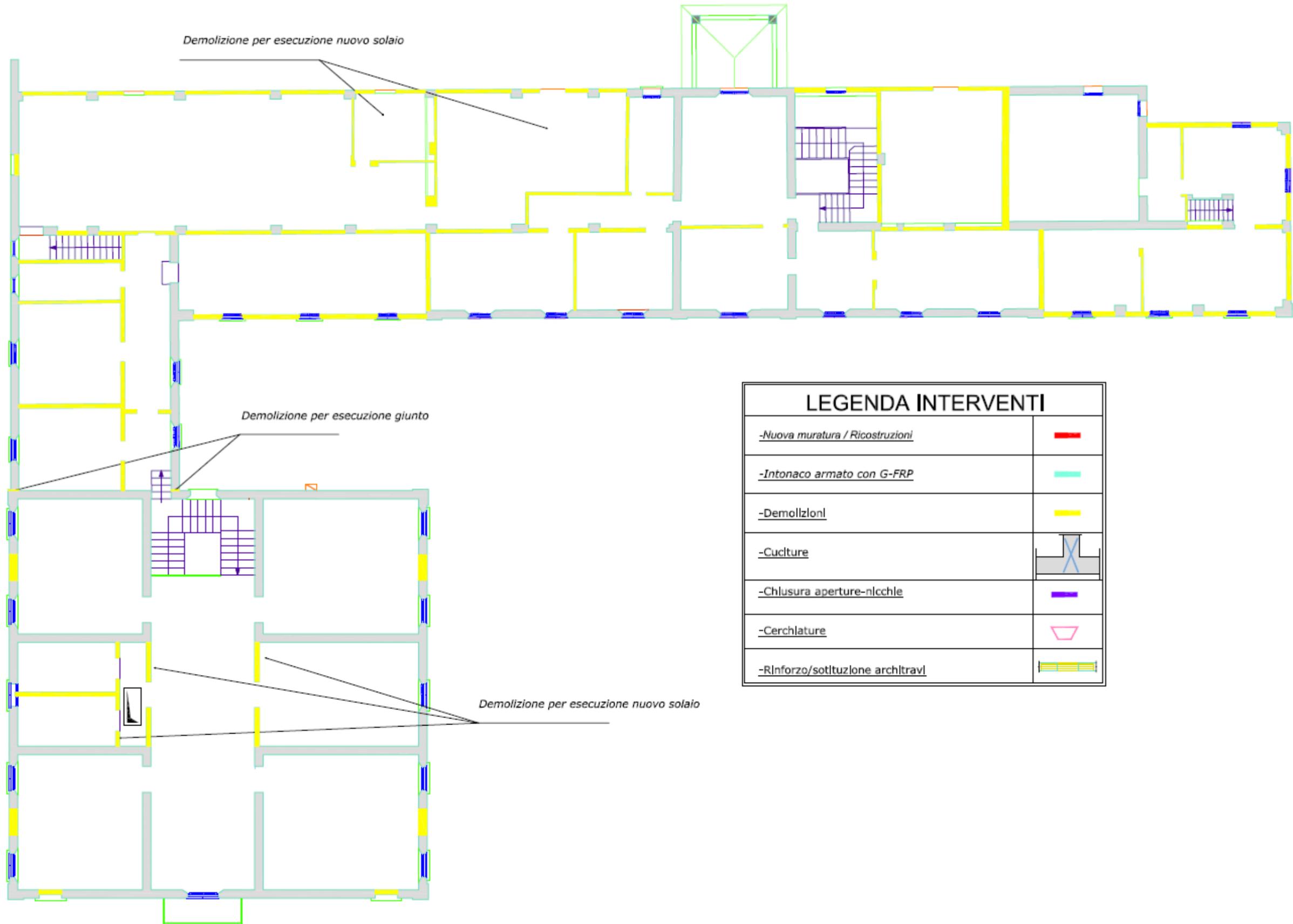
Allegato

DEMOLIZIONE PIANO TERRA



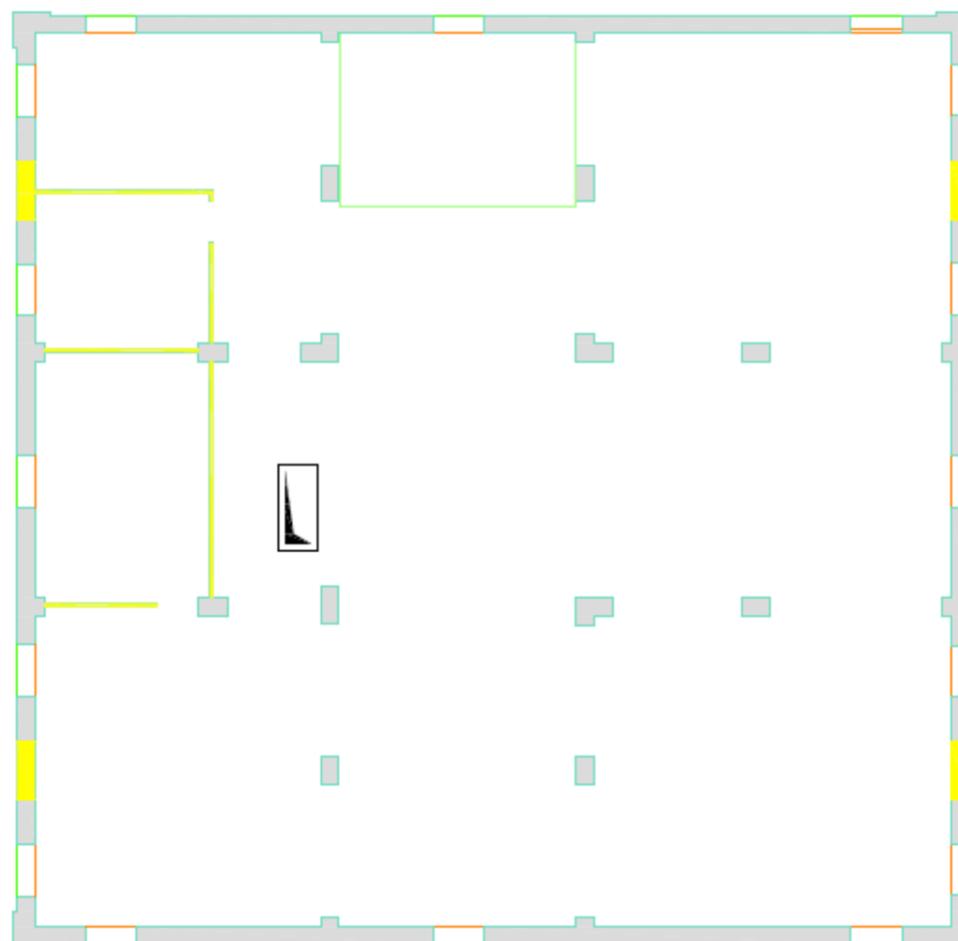
LEGENDA INTERVENTI	
-Nuova muratura / Ricostruzioni	
-Intonaco armato con G-FRP	
-Demolizioni	
-Cuciture	
-Chiusura aperture-nicchie	
-Cerchlature	
-Rinforzo/sottituzione architravi	

DEMOLIZIONE PIANO PRIMO

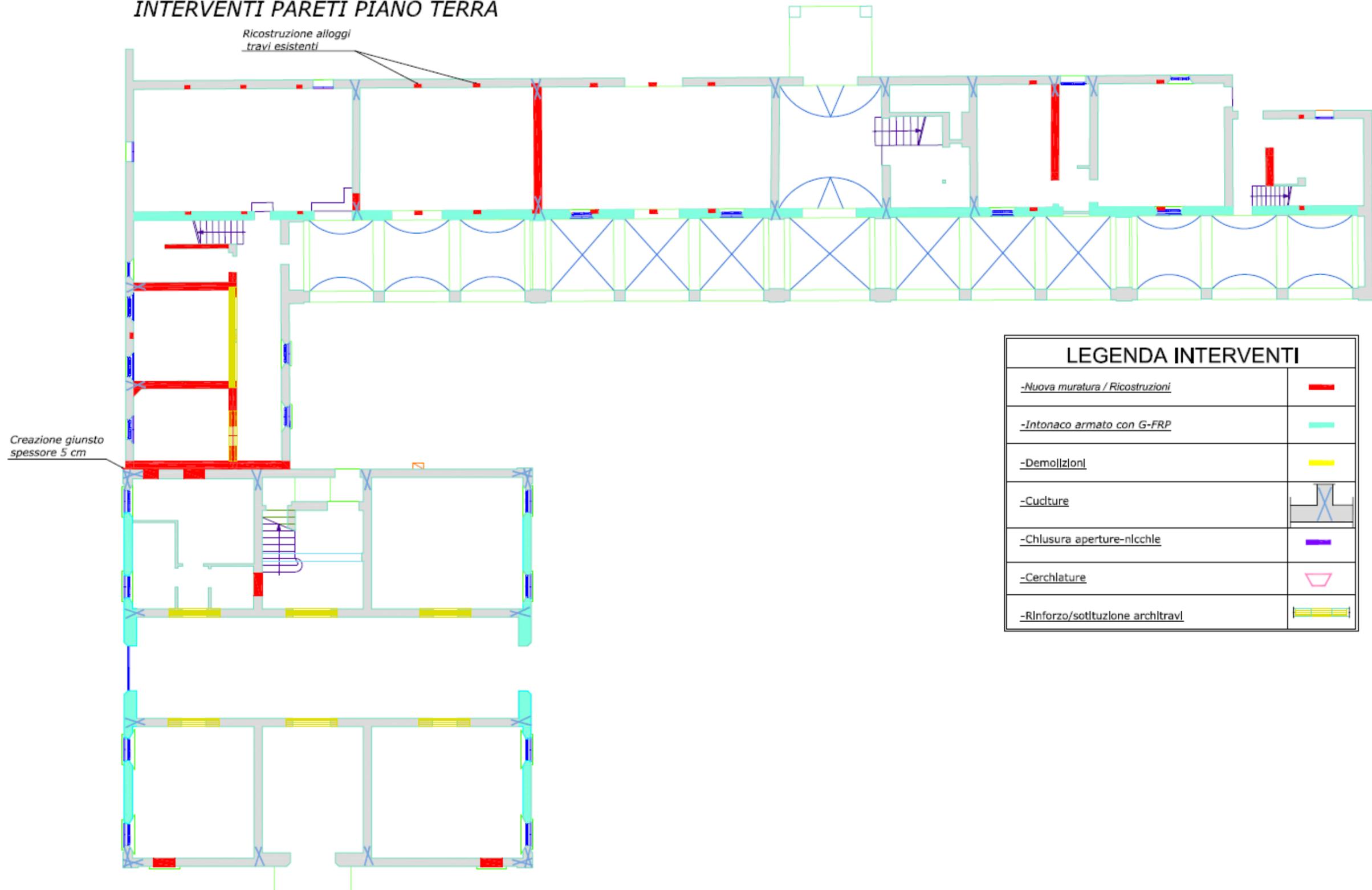


LEGENDA INTERVENTI	
-Nuova muratura / Ricostruzioni	
-Intonaco armato con G-FRP	
-Demolizioni	
-Cuciture	
-Chiusura aperture-nicchie	
-Cerchlature	
-Rinforzo/sottituzione architravi	

DEMOLIZIONE SOTTOTETTO



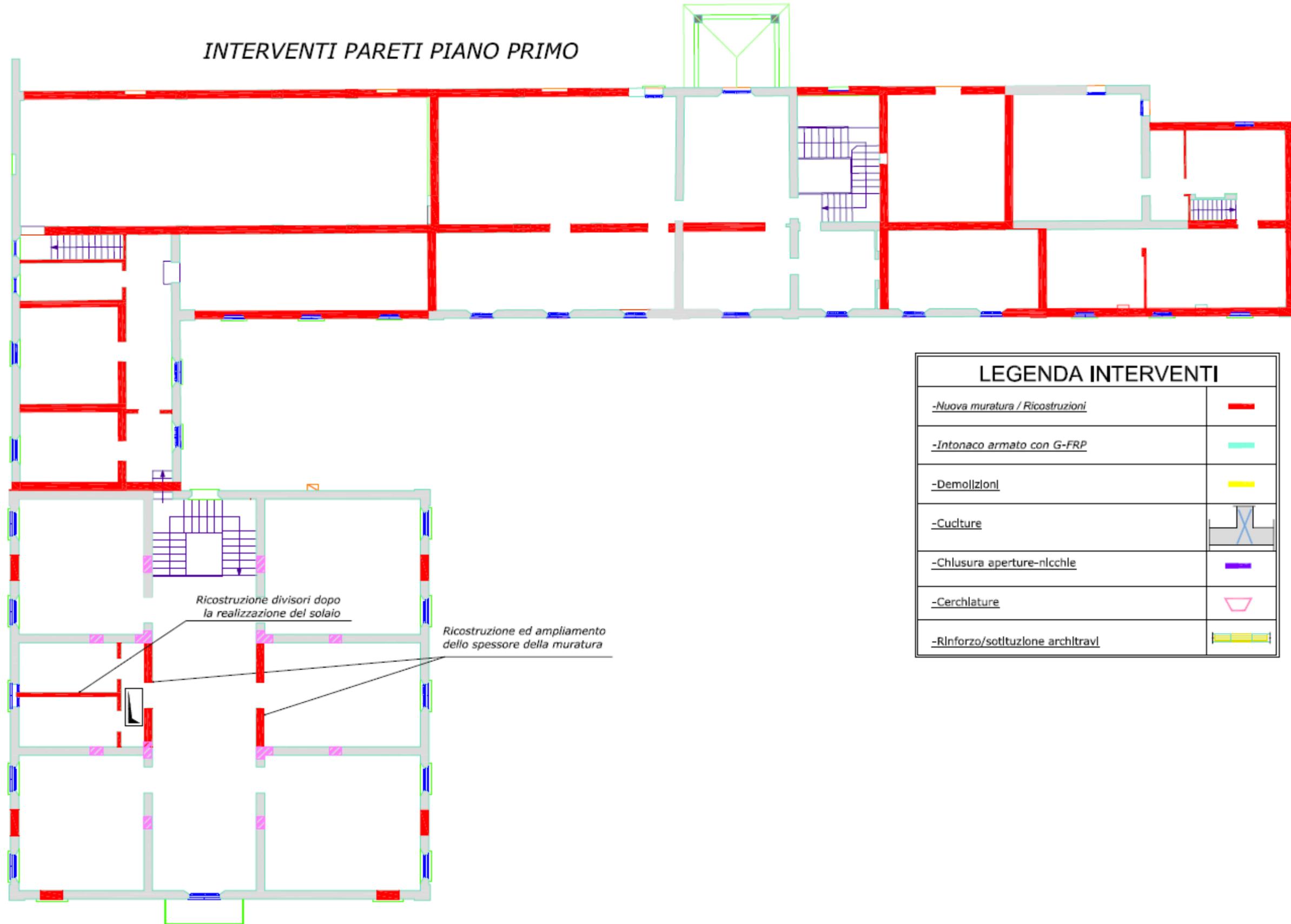
INTERVENTI PARETI PIANO TERRA



LEGENDA INTERVENTI

-Nuova muratura / Ricostruzioni	
-Intonaco armato con G-FRP	
-Demolizioni	
-Cuciture	
-Chiusura aperture-nicchie	
-Cerchature	
-Rinforzo/sostituzione architravi	

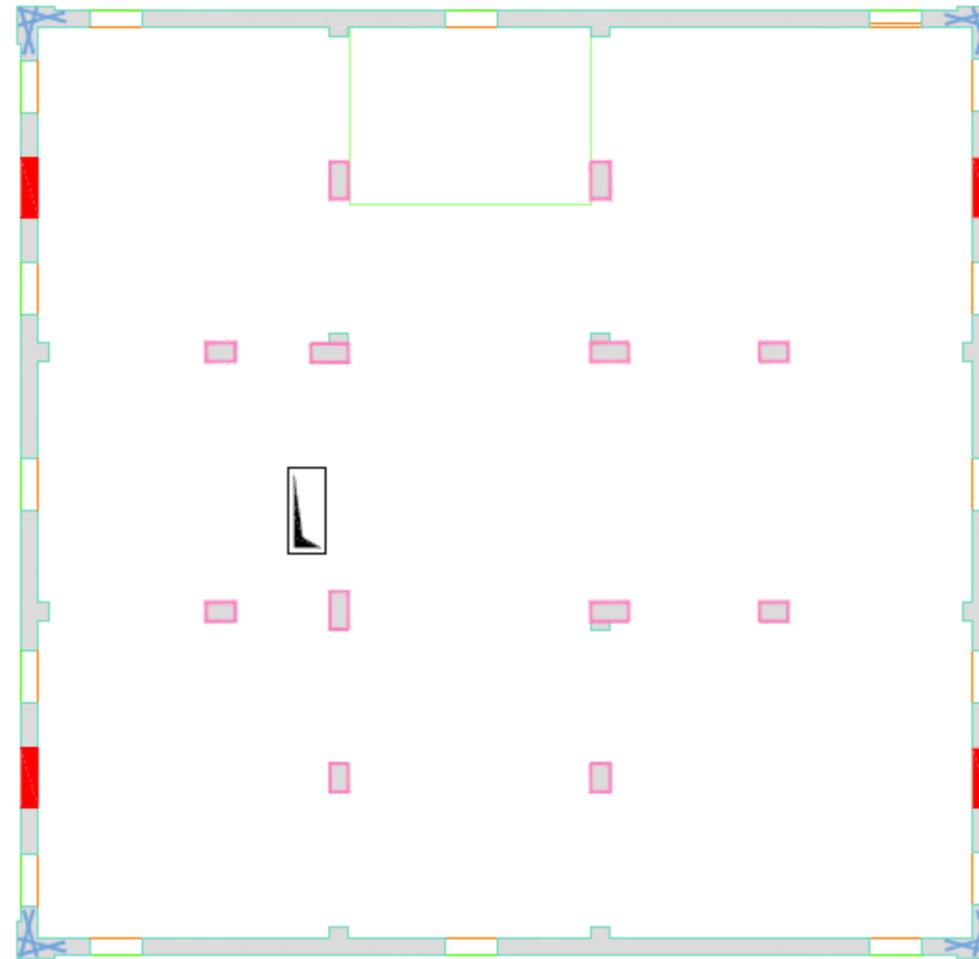
INTERVENTI PARETI PIANO PRIMO



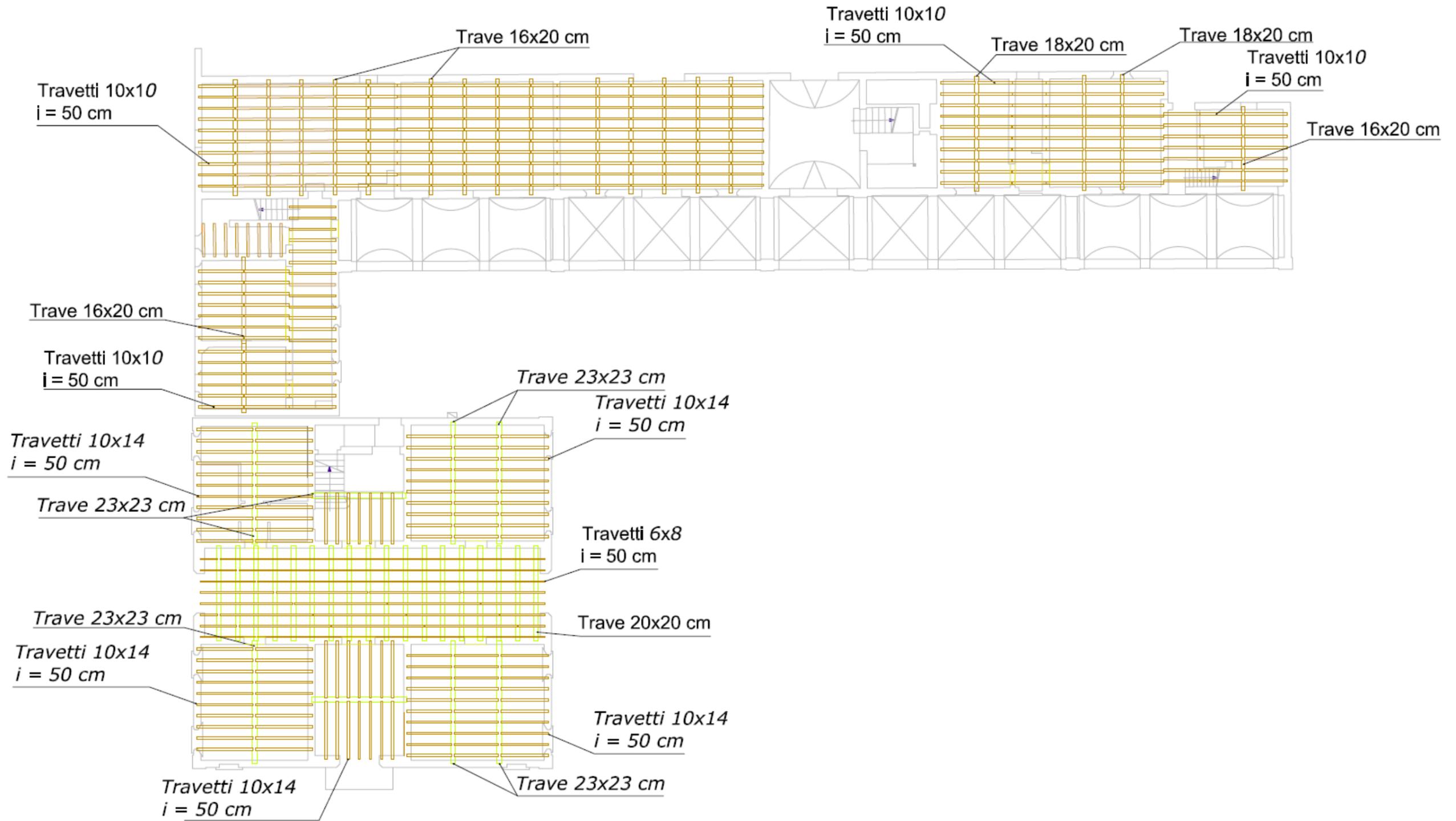
LEGENDA INTERVENTI

-Nuova muratura / Ricostruzioni	
-Intonaco armato con G-FRP	
-Demolizioni	
-Cuciture	
-Chiusura aperture-nicchie	
-Cerchlature	
-Rinforzo/sottituzione architravi	

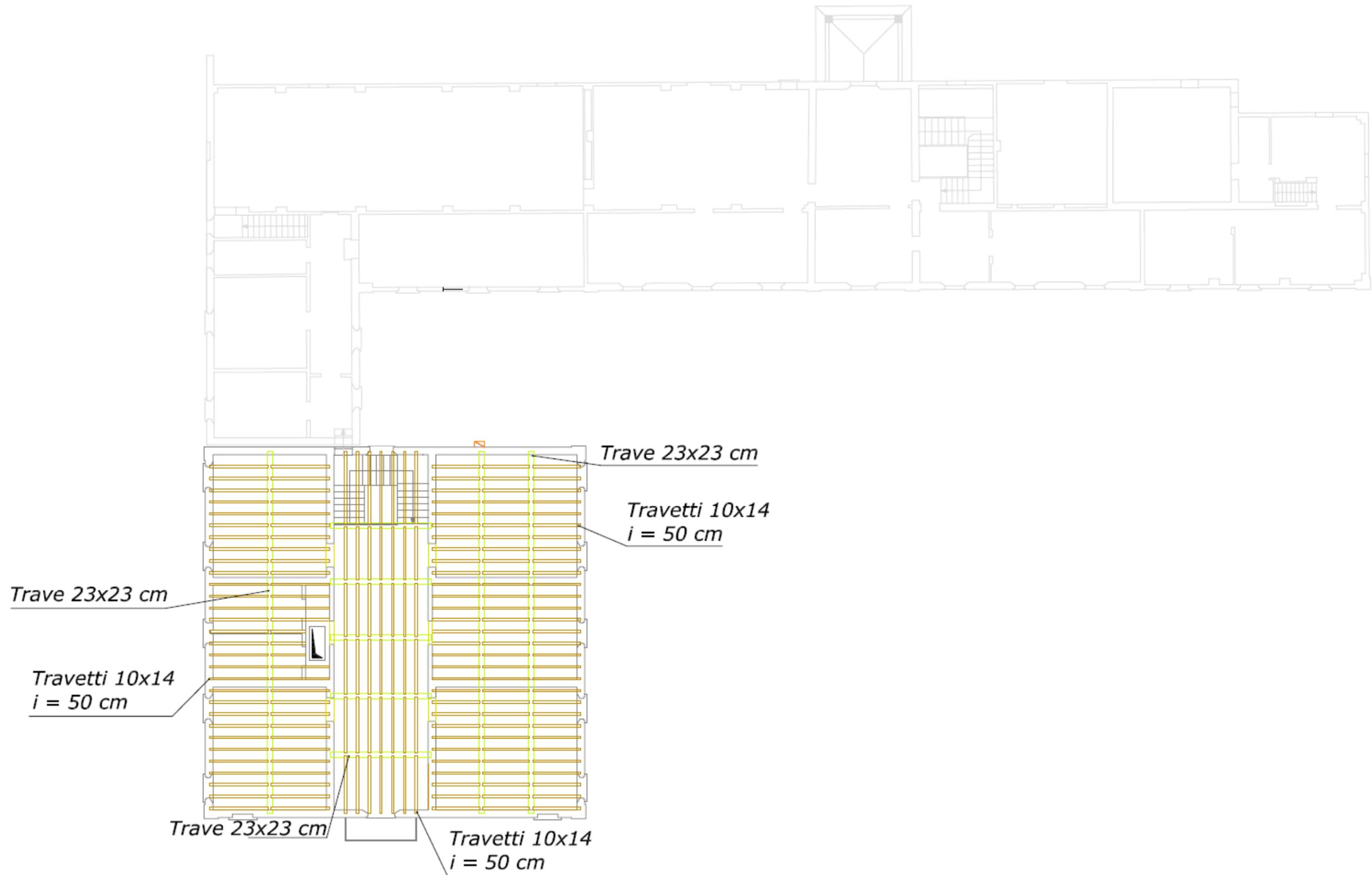
INTERVENTI PARETI SOTTOTETTO



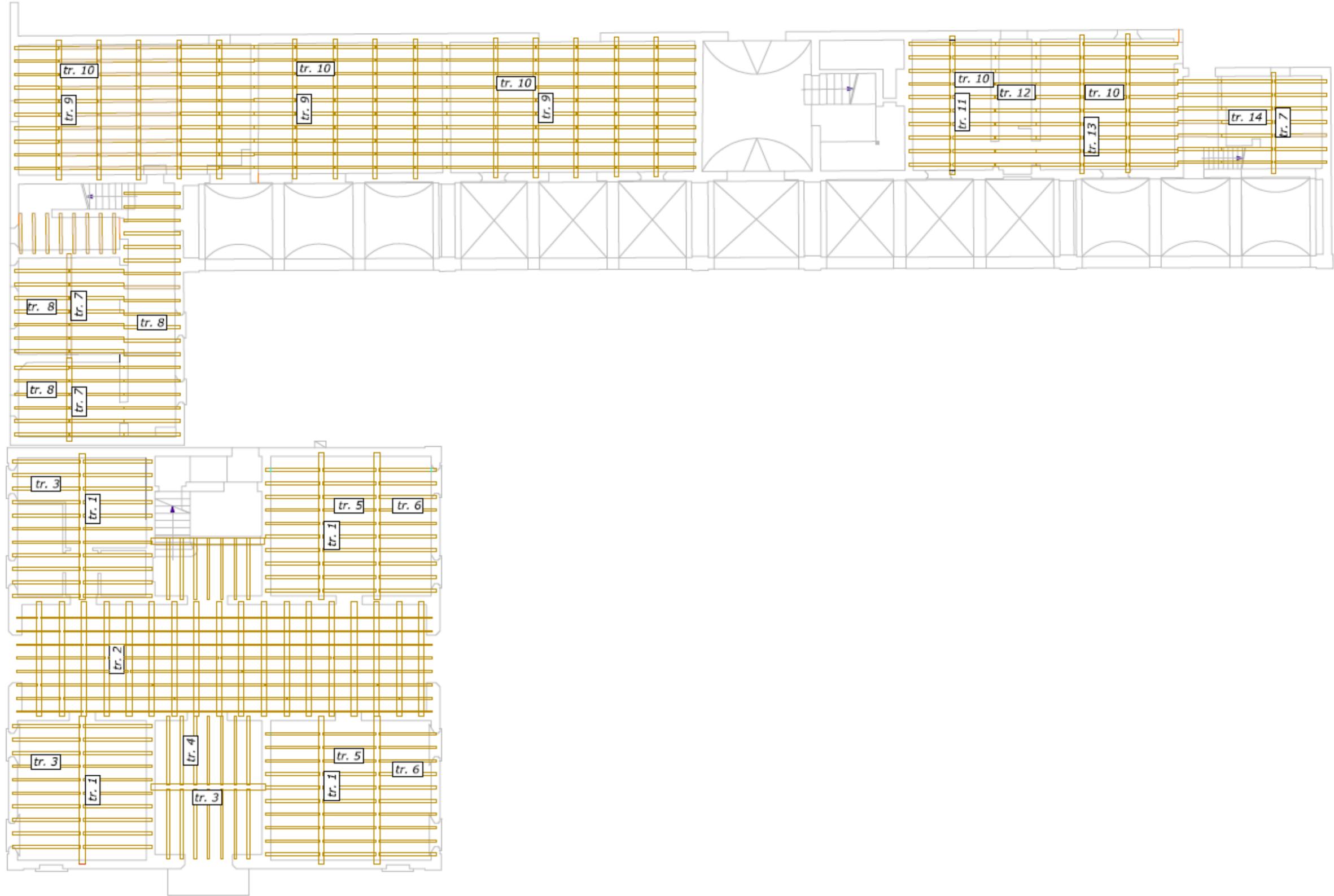
SCHEMA SOLAI PRIMO IMPALCATO



SCHEMA SOLAI SECONDO IMPALCATO



NOMENCLATURA TRAVI E TRAVETTI PRIMO IMPALCATO



NOMENCLATURA TRAVI E TRAVETTI SECONDO IMPALCATO



tr. 1

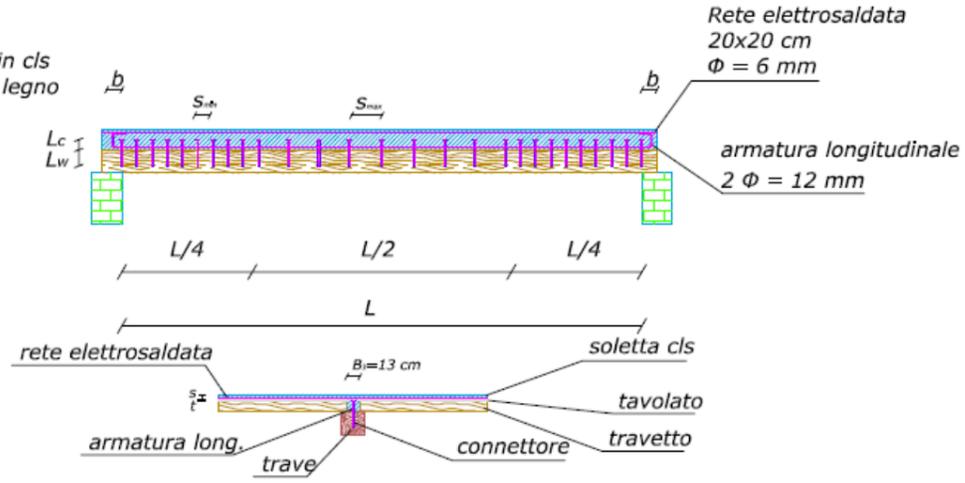
Connettore
 $L_c = 10$ cm annegato in cls
 $L_w = 16$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 14$ mm
 $s_{max} = 15$ cm
 $s_{min} = 30$ cm

trave
 $B_1 = 23$ cm
 $H_1 = 23$ mm
 $b = 20$ cm appoggio

travetto
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 14$ mm

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 2

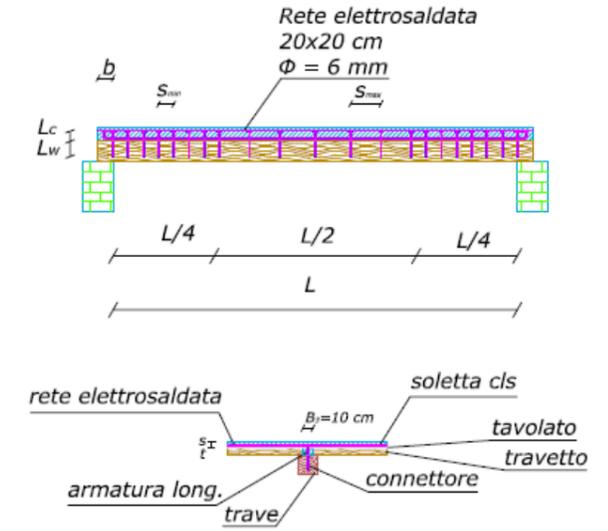
Connettore
 $L_c = 10$ cm annegato in cls
 $L_w = 15$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 12$ mm
 $s_{min} = 15$ cm
 $s_{max} = 30$ cm

trave
 $B_1 = 20$ cm
 $H_1 = 20$ mm
 $b = 15$ cm appoggio

travetto
 $B_2 = 6$ cm
 $H_2 = 8$ mm

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 3

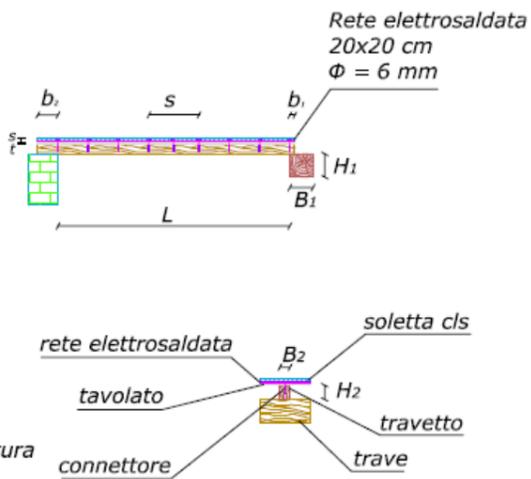
Connettore
 $L_c = 3$ cm annegato in cls
 $L_w = 8$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 8$ mm
 $s = 30$ cm

trave
 $B_1 = 23$ cm
 $H_1 = 23$ mm

travetto
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 14$ mm
 $b_1 = 5$ cm appoggio trave
 $b_2 = 20$ cm appoggio muratura

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 4

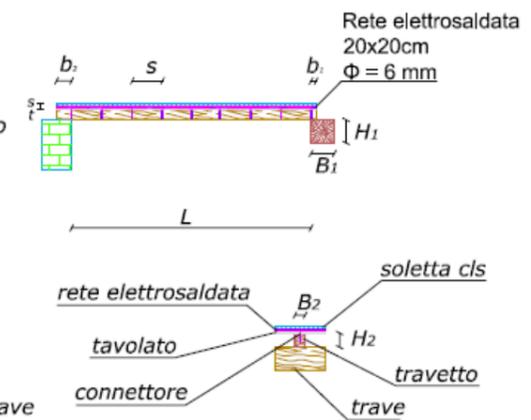
Connettore
 $L_c = 3$ cm annegato in cls
 $L_w = 8$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 8$ mm
 $s = 30$ cm

trave
 $B_1 = 23$ cm
 $H_1 = 23$ mm

travetto
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 14$ mm
 $b_1 = 5$ cm appoggio su trave
 $b_2 = 15$ cm appoggio muratura

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 5

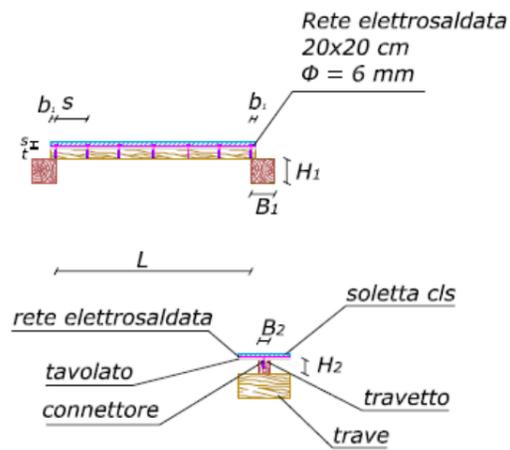
Connettore
 $L_c = 3$ cm annegati in cls
 $L_w = 8$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 8$ mm
 $s = 30$ cm

trave
 $B_1 = 23$ cm
 $H_1 = 23$ mm

travetto
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 14$ cm
 $b_1 = 5$ cm appoggio trave

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 6

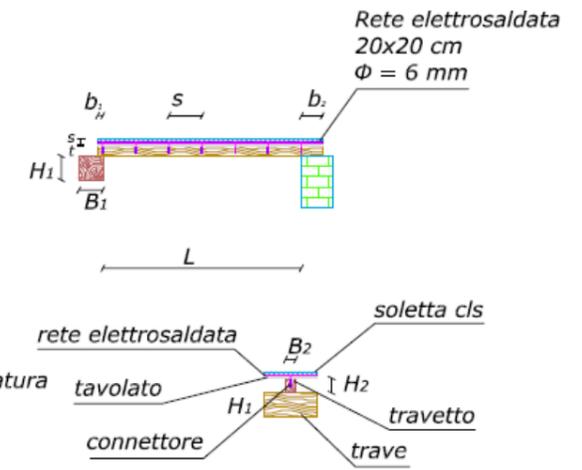
Connettore
 $L_c = 3$ cm annegati in cls
 $L_w = 8$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 8$ mm
 $s = 31,6$ cm

trave
 $B_1 = 23$ cm
 $H_1 = 23$ mm

travetto
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 14$ cm
 $b_1 = 5$ cm appoggio trave
 $b_2 = 20$ cm appoggio muratura

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 7

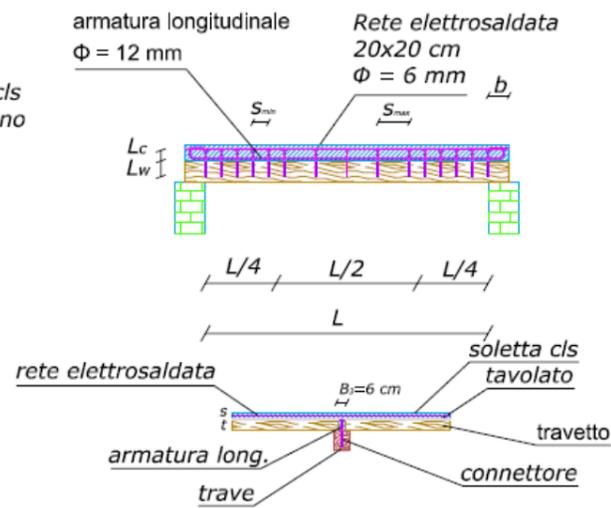
Connettore
 $L_c = 10$ cm annegato in cls
 $L_w = 15$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 12$ mm
 $s_{min} = 15$ cm
 $s_{max} = 30$ cm

trave lamellare
 $B_1 = 16$ cm
 $H_1 = 20$ mm
 $b = 20$ cm appoggio

travetto lamellare
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 10$ cm

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 8

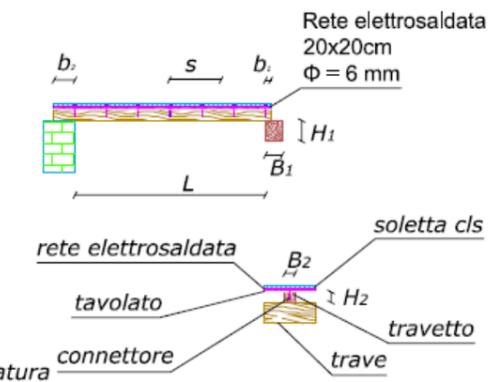
Connettore
 $L_c = 3$ cm annegato in cls
 $L_w = 6$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 8$ mm
 $s = 30$ cm

trave lamellare
 $B_1 = 16$ cm
 $H_1 = 20$ mm

travetto lamellare
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 10$ cm
 $b_1 = 5$ cm appoggio trave
 $b_2 = 20$ cm appoggio muratura

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 9

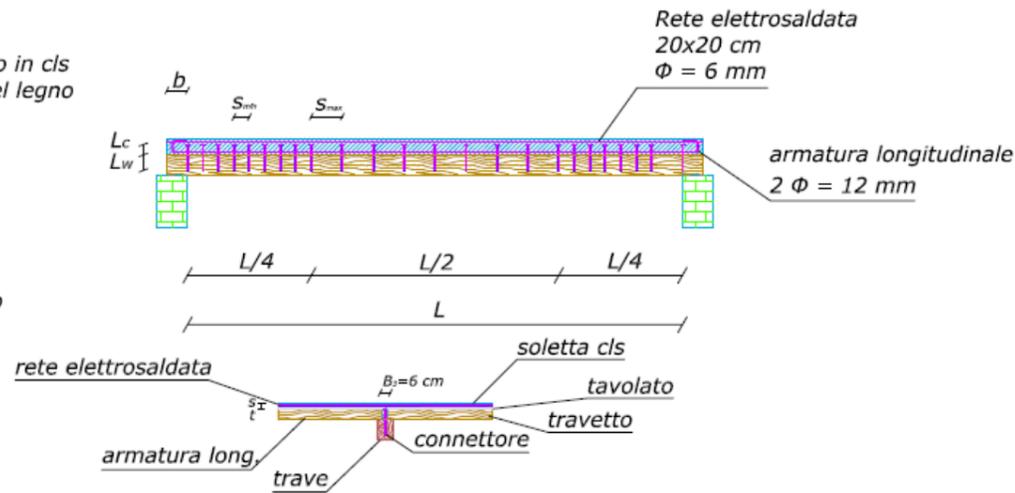
Connettore
 $L_c = 10$ cm annegato in cls
 $L_w = 15$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 12$ mm
 $s_{min} = 15$ cm
 $s_{max} = 30$ cm

trave lamellare
 $B_1 = 16$ cm
 $H_1 = 20$ mm
 $b = 20$ cm appoggio

travetto lamellare
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 10$ cm

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 10

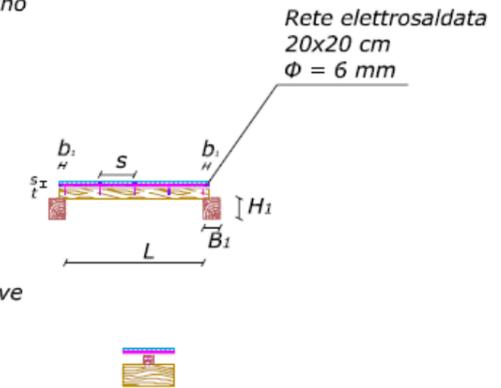
Connettore
 $L_c = 3$ cm annegati in cls
 $L_w = 6$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 8$ mm
 $s = 33,5$ cm

trave lamellare
 $B_1 = 16$ cm
 $H_1 = 20$ mm

travetto lamellare
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 10$ cm
 $b_1 = 5$ cm appoggio trave

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 11

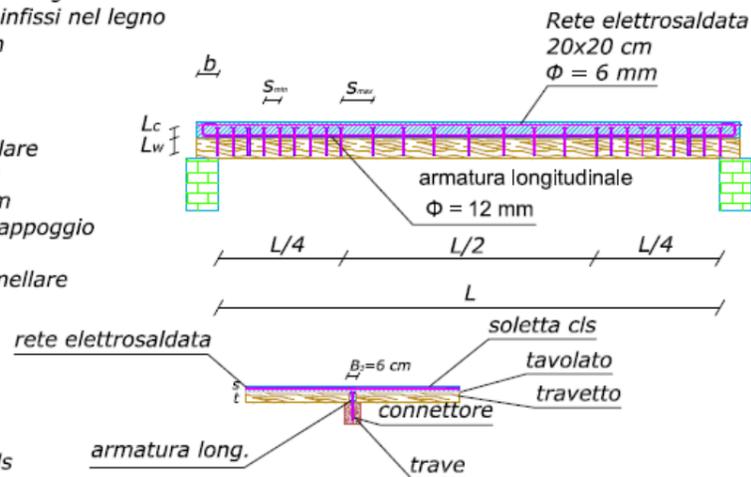
Connettore
 $L_c = 10$ cm annegato in cls
 $L_w = 15$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 14$ mm
 $s_{min} = 15$ cm
 $s_{max} = 30$ cm

trave lamellare
 $B_1 = 16$ cm
 $H_1 = 20$ mm
 $b = 20$ cm appoggio

travetto lamellare
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 10$ cm

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



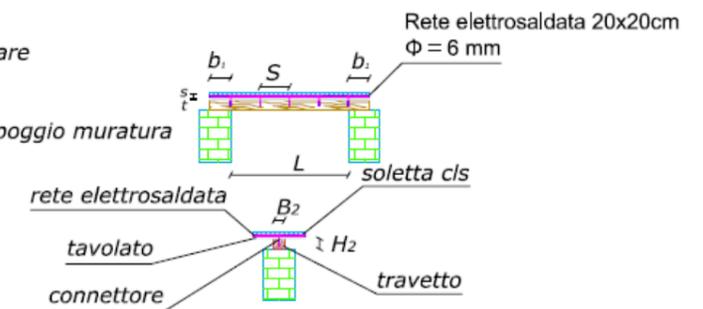
tr. 12

Connettore
 $L_c = 3$ cm annegati in cls
 $L_w = 6$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 8$ mm
 $s = 28,5$ cm

travetto lamellare
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 10$ cm
 $b_1 = 20$ cm appoggio muratura

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 13

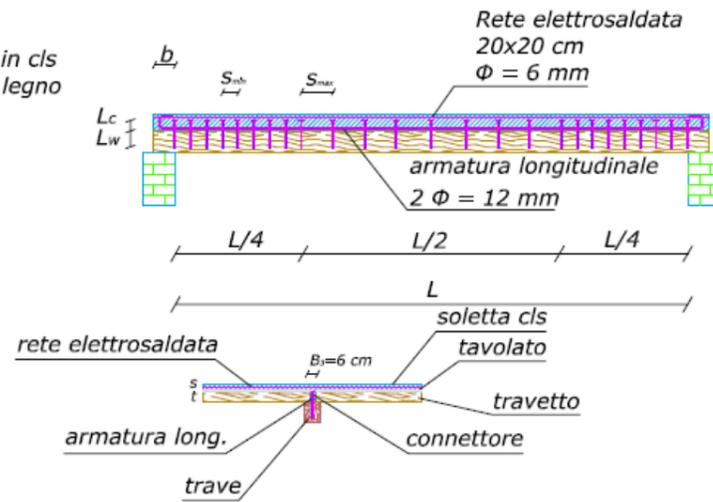
Connettore
 $L_c = 10$ cm annegato in cls
 $L_w = 15$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 14$ mm
 $s_{int} = 15$ cm
 $s_{est} = 30$ cm

trave lamellare
 $B_1 = 16$ cm
 $H_1 = 20$ mm
 $b = 20$ cm appoggio

travetto lamellare
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 10$ cm

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 14

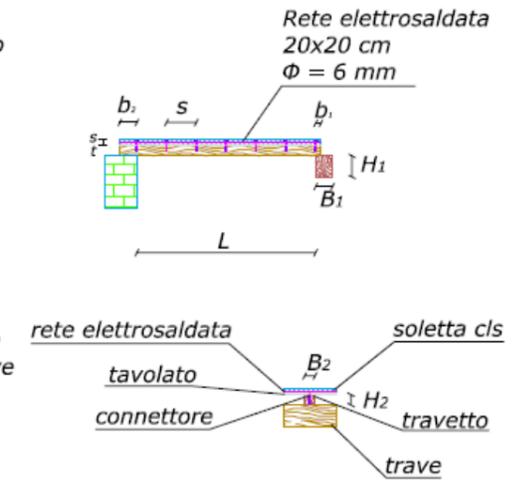
Connettore
 $L_c = 3$ cm annegati in cls
 $L_w = 6$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 8$ mm
 $s_{est} = 28,3$ cm

trave lamellare
 $B_1 = 16$ cm
 $H_1 = 20$ mm

travetto lamellare
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 10$ cm

tavolato
 $t = 1$ cm

soletta in cls
 $s = 5$ cm



tr. 15

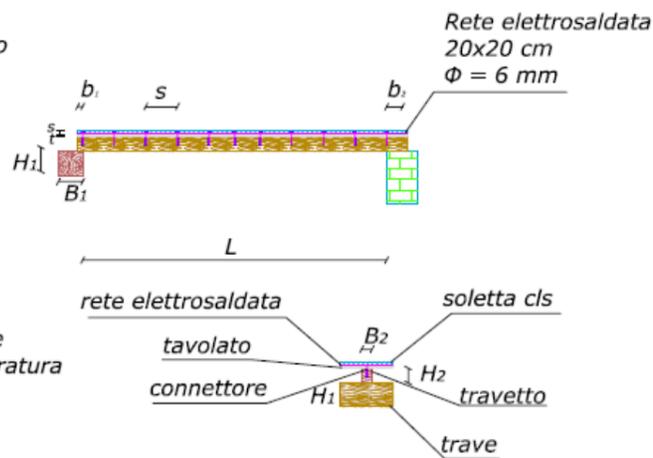
Connettore
 $L_c = 3$ cm annegati in cls
 $L_w = 8$ cm infissi nel legno
 $\Phi = 8$ mm
 $s = 30$ cm

trave
 $B_1 = 23$ cm
 $H_1 = 23$ mm

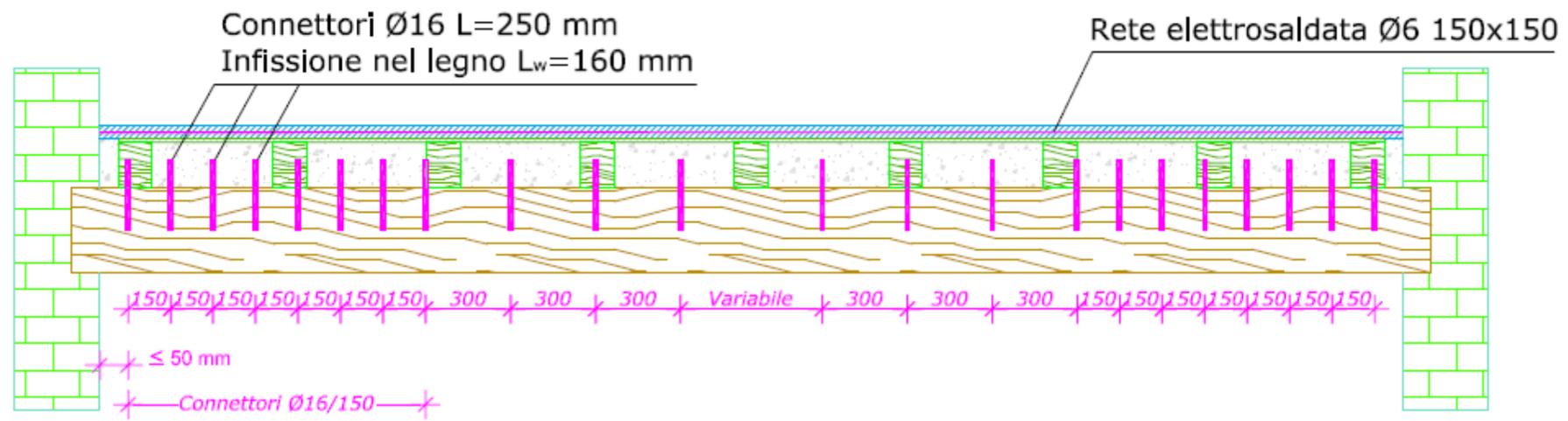
travetto
 $B_2 = 10$ cm
 $H_2 = 14$ cm
 $b_1 = 5$ cm appoggio trave
 $b_2 = 20$ cm appoggio muratura

tavolato
 $t = 1$ cm

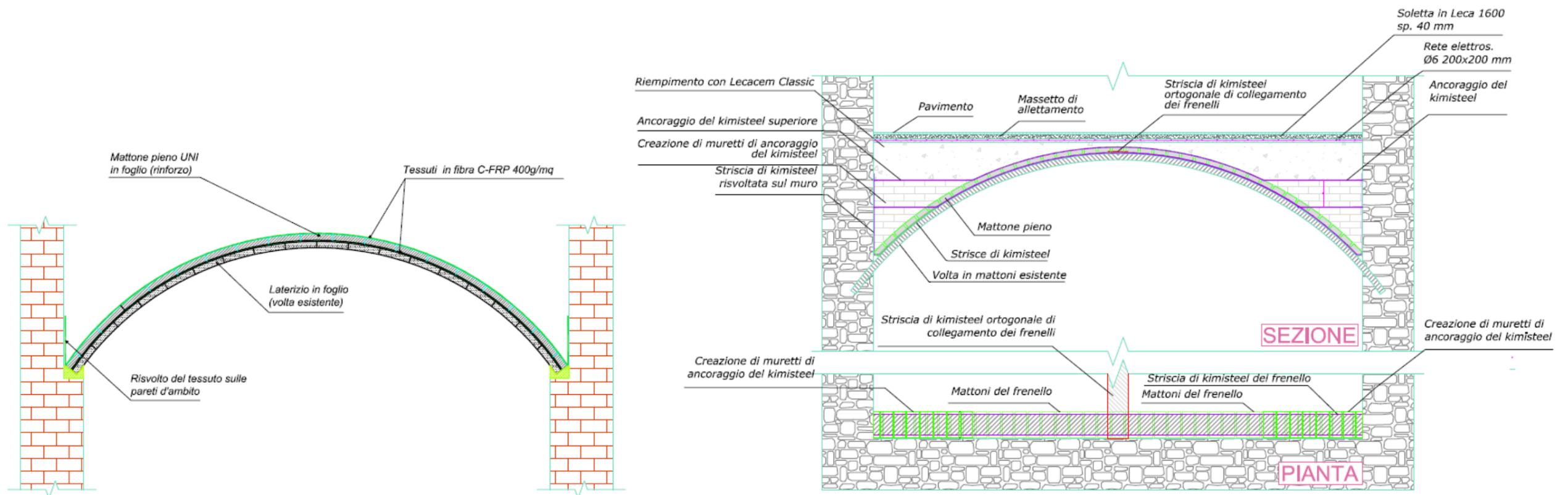
soletta in cls
 $s = 5$ cm



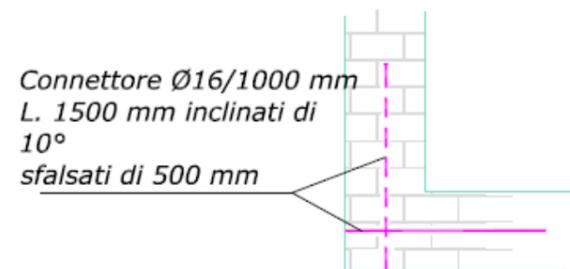
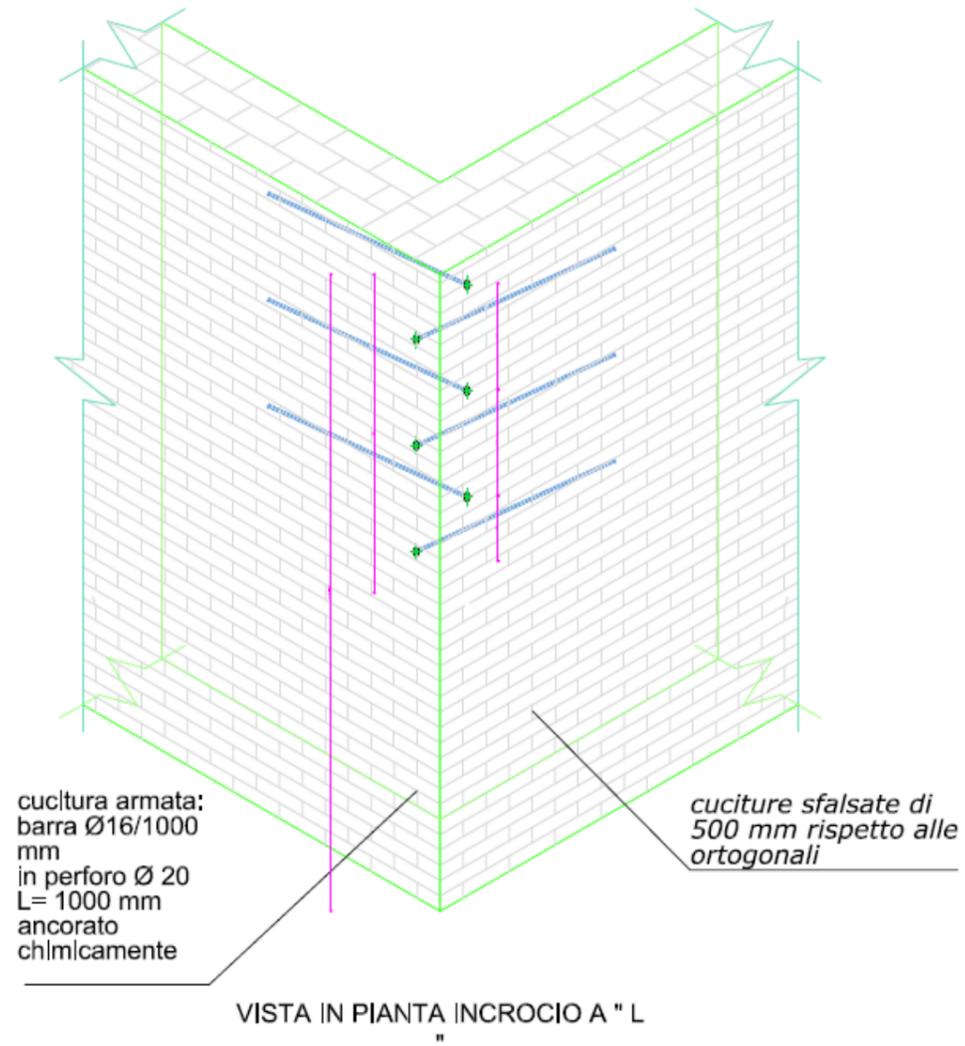
SOLAIO: particolare connettori



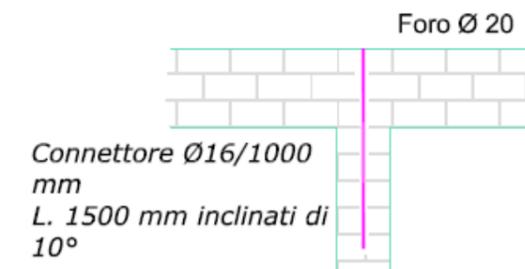
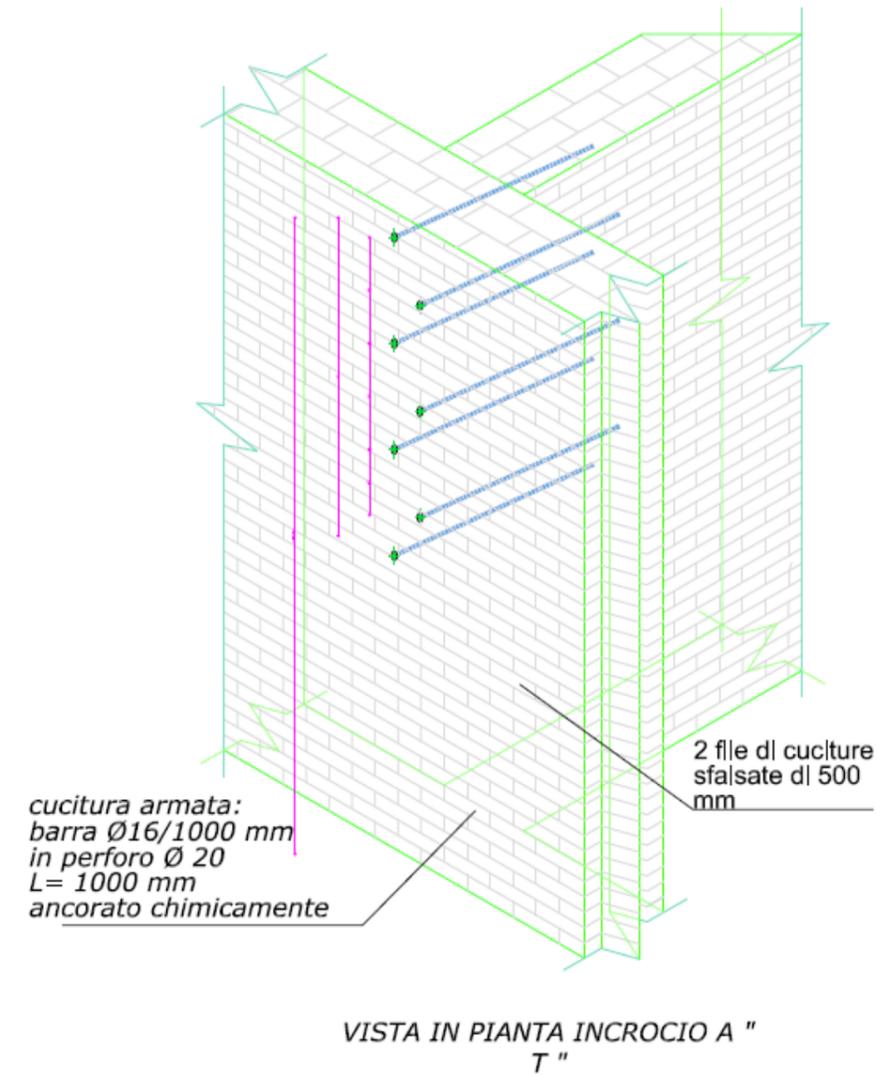
RINFORZO DELLE VOLTE MEDIANTE FRENELLI IN MURATURA E KIMISTEEL 1500



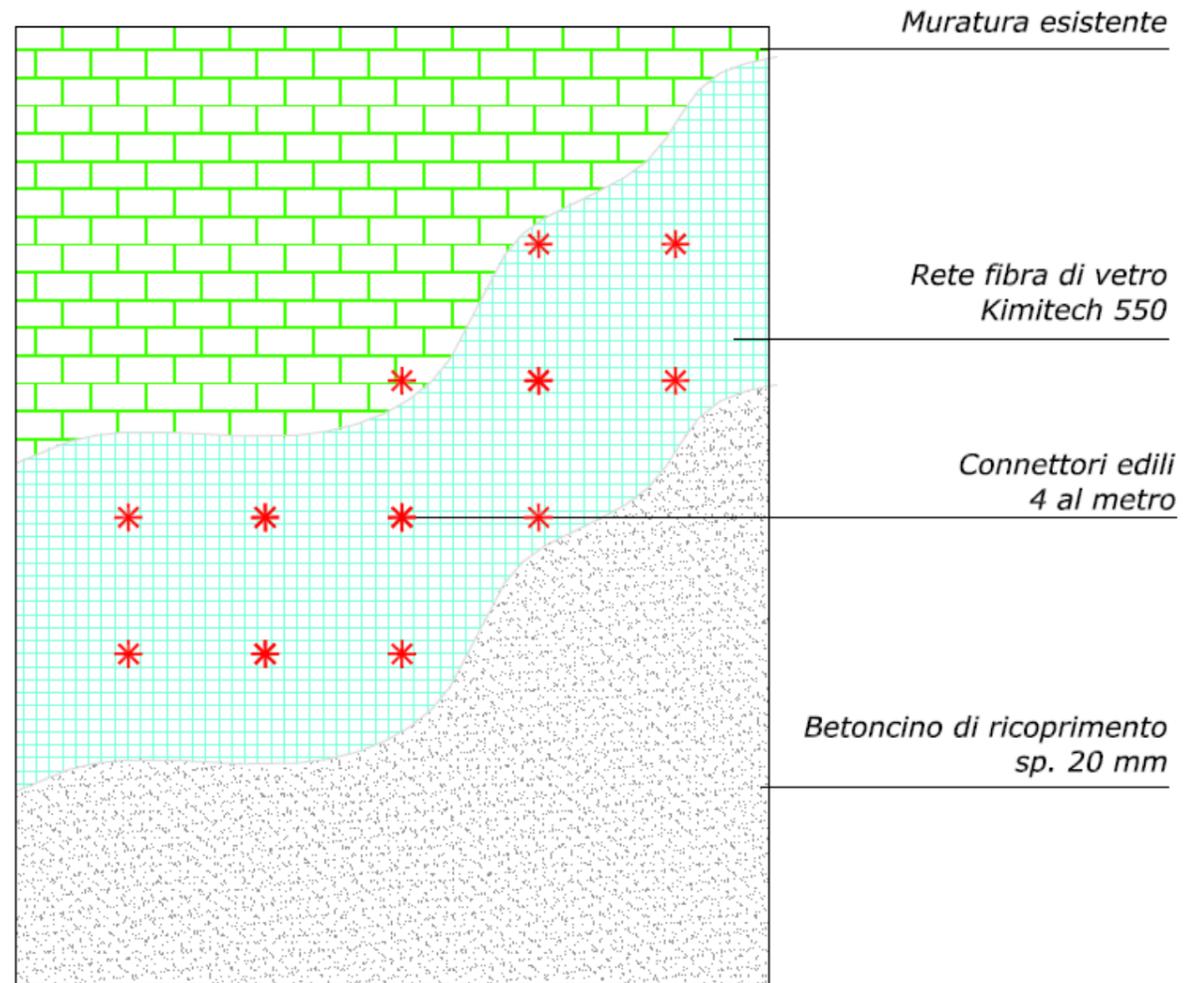
INTERVENTO DI CUCITURA: CUCITURE ARMATE NELLE PARETI DI SPIGOLO



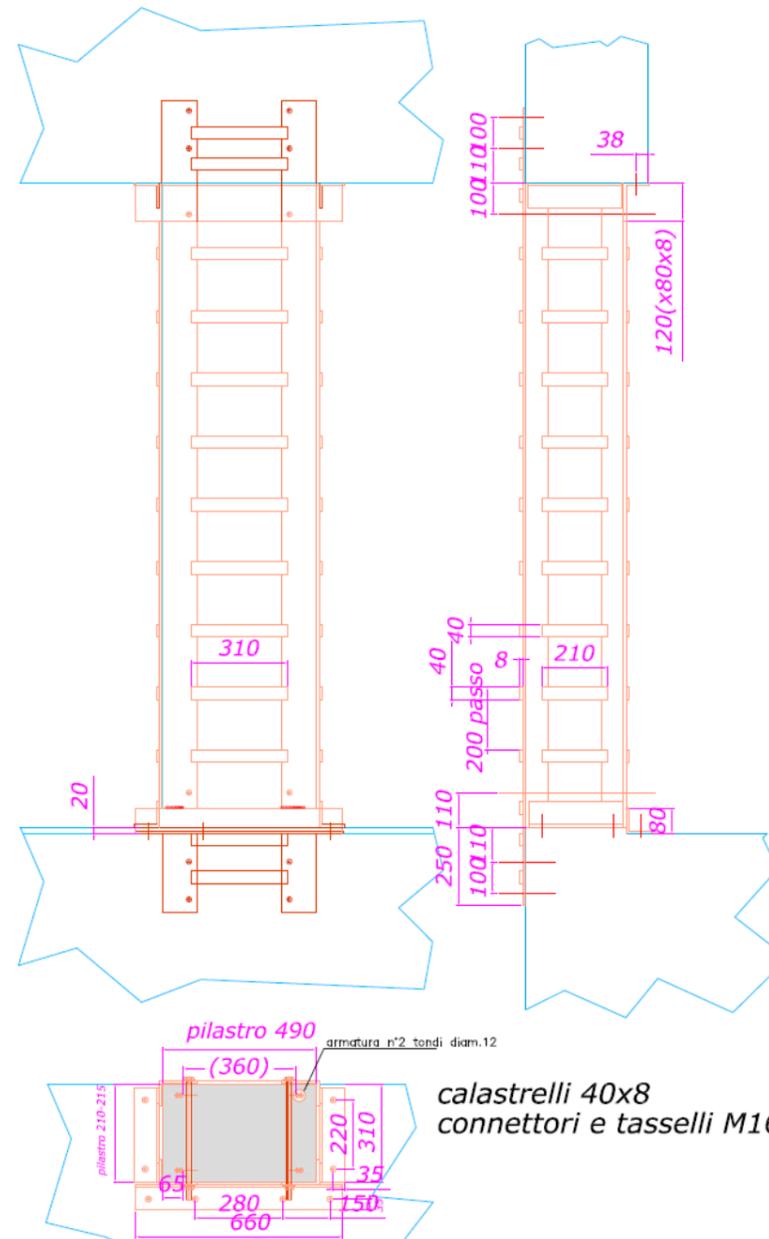
INTERVENTO DI CUCITURA: CUCITURE ARMATE NELLE PARETI ORTOGONALI



INTERVENTO BETONCINO ARMATO



CERCHIATURA PILASTRO



16. Bibliografia

- Decreto Ministeriale 14/1/2008, “Norme Tecniche delle Costruzioni, Testo Unico”, Ministero delle Infrastrutture di concerto con Ministero dell’Interno.
- Circolare Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti 2/2/2009 N°617, Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14/1/2008.
- UNI EN 1995-1-1.”Eurocodice 5. Progettazione delle strutture di legno. Parte 1-1: Regole generali- Regole comuni e regole per gli edifici” 2005.
- UNI EN 338: “Legno Strutturale – Classi di Resistenza”
- UNI EN 383: “Strutture di legno. Metodi di prova. Determinazione della resistenza al rifollamento e dei moduli locali di rigidezza per elementi di collegamento di forma cilindrica ”
- CNR-DT 206/2006, “Istruzione per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno”.
- Gelfi P., Marini a., “Solai misti legno calcestruzzo, metodi di verifica” ,L’Edilizia , 153, 154, (2006)
- Giuriani G., “Solai in legno rinforzati con lastra collaborante. Criteri per il dimensionamento”, L’Edilizia 2003.

17. Linkografia

- <http://www.holzalbertani.it/>
per legno lamellare
- <http://www.dataholz.it/it/>
per legno lamellare e tavolato OSB
- <http://www.unifix.it/>
per connettori
- <http://www.leca.it/>
per calcestruzzo leggeri
- <http://www.stadata.com>
per il programma di calcolo
- <http://www.garellieviglietti.it/>
per elementi in laterizio

18. Ringraziamenti

Alla fine di un lungo lavoro sono giunto alla parte dei ringraziamenti, forse quella parte più attesa da molte persone ma anche più difficile da scrivere perché le emozioni e l'esperienza condivise negli anni, gli affetti, le amicizie sono difficili da poter trasmettere e descrivere in poche pagine.

Desidero ringraziare il Relatore della presente tesi, il Prof. Andrea Benedetti il quale, sia nella laurea triennale sia magistrale, con i suoi preziosi consigli mi ha permesso di procedere nello sviluppo del lavoro. In entrambe le tesi di laurea ho avuto la fortuna di poter lavorare con una persona piena di esperienza dalla quale ho potuto imparare molto anche oltre il campo scientifico.

Doverosi i ringraziamenti al mio correlatore, l'ing. Riccardo Di Nisio per tutta la pazienza e con la quale mi ha guidato in questi mesi.

Devo aggiungere che nella pratica ho avuto la fortuna di lavorare con due correlatori, per tale motivo che voglio rivolgere i miei ringraziamenti all'ing. Nicola Pompa.

Ringrazio entrambi per tutto l'aiuto e il supporto che mi hanno dato in questi mesi, ma anche per il tempo passato insieme, penso che mi mancheranno gli appuntamenti in studio per la revisione del martedì e venerdì.

Colgo l'occasione per ringraziare tutti i ragazzi dello studio i quali si sono dimostrati sempre disponibili e molto gentili.

Un ringraziamento enorme devo rivolgerlo alla mia famiglia per tutto il sostegno che mi ha fornito sotto tutti i punti di vista, senza i quali non avrei potuto intraprendere la carriera universitaria. Spero che, nonostante il tempo impiegato, siano fieri di me e dei risultati raggiunti come io lo sono di loro. Li ringrazio per avermi permesso di raggiungere questo importante obiettivo, consapevole di tutti i sacrifici che hanno dovuto sostenere. Grazie mille di cuore per tutto.

Ringrazio la mia ragazza Alexandra, per essermi stata sempre vicino soprattutto nei momenti più difficili e faticosi e per avermi dato la forza per andare avanti. La ringrazio per tutta la pazienza e tutto l'affetto che mi dimostrato lungo questo percorso.

Le chiedo scusa per tutti i fine settimana rovinati dal “*non posso, devo studiare*”.

Ancora grazie per essere stata sempre al mio fianco e per aver appoggiato e sostenuto le mie scelte, ma soprattutto grazie per tutta la fiducia che hai riposto in me e di aver sempre creduto in me.

Come non ringraziare tutti gli amici con i quali ho condiviso questa esperienza.

Grazie a tutti: Jerry, Simonetta, Armando, Edison (non Marco), Giambattista, Mimmo.

Spero che gli altri non se la prendono se porgo due ringraziamenti particolari a due personaggi altrettanto particolari.

Ringrazio Armando, per gli aperitivi alle palafitte e i rientri a casa dalla facoltà, per serate passate a parlare ma anche per gli esami e progetti preparati insieme.

Ringrazio Gianni per gli ultimi anni passati sempre seduti uno di fianco all'altro e per la sua capacità di mettermi sempre di buon umore soprattutto nei momenti difficili.

Grazie di cuore a tutti quelli che hanno contribuito alla stesura di questa tesi e a tutti quelli con cui ho condiviso questo periodo fondamentale della mia vita.

Mi auguro che con queste poche righe sia riuscito a trasmettere tutta la mia gratitudine.