



Corso di Laurea Magistrale di Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

**Analisi della vulnerabilità sismica e  
confronto tra strategie di intervento  
su un edificio in muratura**

Relatore:

**Prof. Taliano Maurizio**

Candidato:

**Alessio Sbeghen**

Anno accademico 2024/2025

## INDICE

<b>1. Obiettivi della tesi</b> .....	4
<b>1.1. Carattere applicativo della ricerca e contesto professionale</b> .....	5
<b>1.2. Obiettivi specifici della ricerca</b> .....	6
<b>1.3. Contributo scientifico e applicativo della tesi</b> .....	7
<b>2. Contesto storico, economico e legislativo di Torino in merito all'analisi sismica degli edifici</b> .....	7
<b>2.1 Dalle origini alla prima normativa sismica</b> .....	8
<b>2.2 Il contesto storico e sismico di Torino</b> .....	11
<b>2.3 Zona sismica Torino</b> .....	14
<b>3. Normative e iniziative per il consolidamento sismico a Torino</b> .....	16
<b>3.1 Contesto economico di Torino in merito all'analisi sismica degli edifici</b> .....	17
<b>3.2 Incentivi fiscali e fondi per la riqualificazione</b> .....	18
<b>3.3 Effetti della vulnerabilità sismica sulla valorizzazione immobiliare</b> .....	19
<b>3.4 Le implicazioni per il settore edilizio e lavorativo</b> .....	20
<b>4. Normativa sismica in Italia (NTC 2018 ed Eurocodici)</b> .....	22
<b>4.1 Il ruolo del coefficiente di struttura (q)</b> .....	23
<b>4.2 Differenze operative tra edifici nuovi ed esistenti</b> .....	24
<b>5. Analisi della struttura oggetto di intervento</b> .....	25
<b>5.1 Inquadramento dell'area in cui sorge l'edificio</b> .....	25
<b>5.2 Descrizione dello stato di fatto dell'edificio</b> .....	26
<b>5.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali</b> .....	30
<b>5.4 Modellazione edificio esistente</b> .....	31
<b>5.5 Analisi dei carichi – Condizioni e casi di carico</b> .....	37
<b>5.6 Modellazione sismica</b> .....	39
<b>5.7 Verifica preliminare ai carichi quasi permanenti</b> .....	44
<b>5.8 Determinazione dell'aliquota massima di azione sismica sostenibile</b> .....	45
<b>6. Progetto di adeguamento sismico</b> .....	55
<b>6.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali</b> .....	57
<b>6.2 Analisi dei carichi – Condizioni e casi di carico</b> .....	60
<b>6.3 Modellazione sismica</b> .....	62
<b>6.4 Carpenteria di piano</b> .....	65
<b>6.5 Progetto e verifiche elementi più sollecitati</b> .....	69
<b>6.6 Analisi sismica post-intervento e comparazione</b> .....	72

6.7	Quadro economico dell'intervento.....	75
7.	Progetto di miglioramento sismico.....	76
7.1	Modellazione sismica.....	81
7.2	Valutazione della risposta globale dell'edificio.....	83
7.3	Rinforzo solaio.....	90
7.4	Analisi sismica post-intervento e comparazione.....	93
7.5	Quadro economico dell'intervento.....	95
8.	Intervento locale.....	96
8.1	Analisi dei carichi.....	97
8.2	Casi di carico.....	97
8.3	Scheda materiale – Legno lamellare GL24h.....	98
8.4	Verifiche elementi portanti.....	99
8.5	Quadro economico dell'intervento.....	103
9.	Conclusioni.....	104
9.1	Confronto tecnico: Indice di vulnerabilità sismica.....	104
9.2	Analisi economica e tempi esecutivi.....	105
9.3	Valutazione costi-benefici.....	106
10.	Bibliografia.....	107
11.	Sitografia.....	107

# 1. Obiettivi della tesi

L'analisi e il miglioramento delle prestazioni sismiche del patrimonio edilizio esistente rappresentano una delle sfide più rilevanti dell'ingegneria strutturale contemporanea. Questo tema assume una rilevanza particolare nel contesto italiano, un Paese che presenta un'elevata pericolosità sismica associata a un tessuto edilizio storicamente caratterizzato da costruzioni realizzate senza criteri antisismici adeguati. Molti edifici esistenti, infatti, sono stati progettati e costruiti in periodi in cui le normative sismiche non erano ancora sviluppate o risultavano meno stringenti rispetto agli standard attuali. Ciò comporta la necessità di valutare la loro vulnerabilità e, ove necessario, prevedere interventi di adeguamento, miglioramento o rinforzo locale per garantire livelli di sicurezza compatibili con i requisiti normativi attuali e con le esigenze di tutela della vita umana e del patrimonio costruito.

In questo contesto, la presente tesi si propone di analizzare la vulnerabilità sismica di un edificio esistente situato a Torino, valutandone lo stato attuale e proponendo diverse strategie di efficientamento sismico. Lo studio sarà condotto attraverso un approccio rigoroso, che prevede l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e degli Eurocodici, strumenti fondamentali per la verifica della sicurezza strutturale e la progettazione degli interventi di miglioramento sismico.

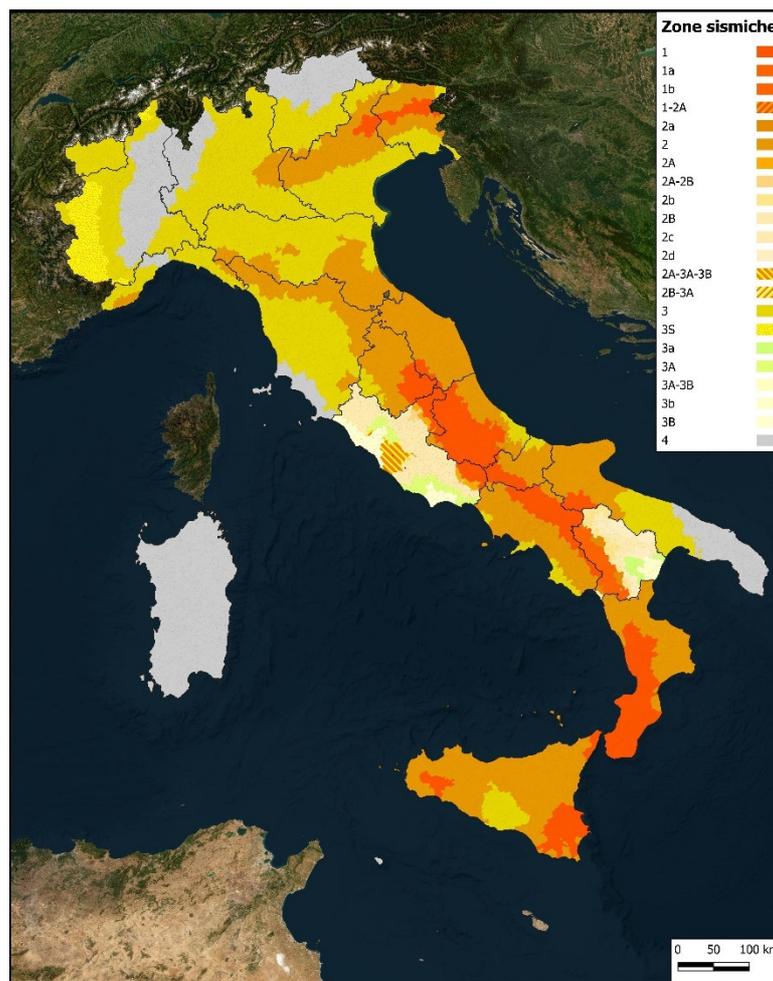


Figura 1: Mappa della pericolosità sismica in Italia  
Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

## 1.1. Carattere applicativo della ricerca e contesto professionale

Un elemento distintivo di questa ricerca è il suo carattere fortemente applicativo. La tesi non si limita a un'analisi teorica della problematica sismica, ma è strettamente legata a un progetto reale sviluppato nell'ambito dell'attività professionale svolta dal candidato presso lo studio di Ingegneria Prisma. Questa esperienza lavorativa ha permesso di affrontare il tema della vulnerabilità sismica non solo dal punto di vista accademico, ma anche secondo una prospettiva più pratica e operativa, integrando le metodologie ingegneristiche con i vincoli e le sfide che emergono nella realtà progettuale.

In particolare, il lavoro svolto presso lo studio Prisma Ingegneria ha consentito di acquisire esperienza diretta nell'utilizzo di software di modellazione avanzati, nell'interpretazione delle normative di riferimento e nella gestione di un progetto strutturale dalla fase di rilievo iniziale fino alla valutazione comparativa delle diverse soluzioni di intervento. La tesi si pone quindi come un punto di sintesi tra il percorso accademico e l'esperienza professionale, con l'obiettivo di fornire un contributo pratico e scientifico alla tematica della riqualificazione sismica degli edifici esistenti.



*Figura 2: Prospetto dell'immobile oggetto di intervento*

## **1.2. Obiettivi specifici della ricerca**

L'obiettivo principale della tesi è quello di analizzare in dettaglio la struttura oggetto di studio e confrontare diverse strategie di intervento per il suo efficientamento sismico. Per raggiungere questo risultato, il lavoro sarà articolato in una serie di obiettivi specifici:

### **Analisi preliminare della struttura esistente**

- Studio delle caratteristiche geometriche e costruttive dell'edificio, con particolare attenzione ai materiali utilizzati e alle tecnologie impiegate.
- Rilievo dettagliato delle condizioni strutturali attuali, con identificazione di eventuali degradi o difetti che possano influenzare la risposta sismica.
- Modellazione numerica della struttura attraverso software specifici, con calibrazione del modello sulla base delle informazioni raccolte.

### **Valutazione della vulnerabilità sismica**

- Definizione del contesto normativo e applicazione delle verifiche richieste dalla NTC 2018 e dagli Eurocodici.
- Analisi della risposta sismica della struttura mediante simulazioni avanzate, includendo sia analisi statiche lineari e analisi dinamiche modali.
- Identificazione delle principali criticità della struttura e confronto dei risultati con i criteri di sicurezza stabiliti dalle normative.

### **Proposta di strategie di intervento e confronto di tre possibili approcci:**

- Adeguamento sismico, che mira a portare la struttura ai livelli di sicurezza richiesti per le nuove costruzioni.
- Miglioramento sismico, che consente di incrementare le prestazioni dell'edificio riducendo il rischio senza necessariamente raggiungere i requisiti delle nuove costruzioni.
- Intervento locale, focalizzato su rinforzi mirati per elementi strutturali critici.

### **Analisi economica e valutazione comparativa**

- Stima dei costi di realizzazione per ciascuna opzione di intervento.
- Analisi delle tempistiche di esecuzione e dell'impatto sulle attività dell'edificio durante i lavori.
- Confronto tra costi e benefici delle diverse soluzioni, per individuare l'approccio più vantaggioso dal punto di vista tecnico-economico.

### **1.3. Contributo scientifico e applicativo della tesi**

Il valore aggiunto di questa ricerca risiede nella sua capacità di integrare approfondimenti teorici, analisi ingegneristiche e applicazioni concrete in un unico lavoro organico. La combinazione tra studio normativo, modellazione avanzata e applicazione pratica a un progetto reale permette di fornire un contributo significativo alla tematica della riqualificazione sismica degli edifici esistenti, offrendo indicazioni utili sia per il mondo accademico che per il settore professionale.

In particolare, l'analisi comparativa delle diverse strategie di intervento consentirà di individuare la soluzione ottimale per il caso studio, fornendo al contempo una metodologia di riferimento per la valutazione della vulnerabilità sismica e della progettazione di interventi su edifici analoghi.

La tesi, infine, intende mettere in evidenza come il dialogo tra ricerca e pratica professionale possa generare un impatto concreto nella progettazione strutturale, dimostrando come l'attività di uno studio di ingegneria possa contribuire alla sicurezza e alla sostenibilità del patrimonio edilizio esistente.

## **2. Contesto storico, economico e legislativo di Torino in merito all'analisi sismica degli edifici**

L'analisi sismica degli edifici in Italia ha subito una progressiva evoluzione, strettamente legata alle esperienze maturate a seguito dei numerosi eventi sismici che hanno colpito il territorio nazionale. L'Italia, infatti, si trova in un'area geologicamente complessa, situata lungo il margine di convergenza tra la placca euroasiatica e la microplacca adriatica. Questa particolare configurazione tettonica genera un'elevata attività sismica, con terremoti frequenti e di varia intensità che interessano gran parte del territorio, in particolare le regioni dell'Appennino centrale e meridionale, la Sicilia e alcune zone settentrionali come il Friuli-Venezia Giulia.

L'elevata sismicità del paese, unita alla storicità del suo patrimonio edilizio, ha spesso messo in evidenza criticità strutturali gravi, soprattutto negli edifici storici e in quelli costruiti prima dell'introduzione di normative antisismiche specifiche. La consapevolezza del rischio sismico e la necessità di regolamentare le costruzioni si sono sviluppate progressivamente nel corso del XX e XXI secolo, seguendo un percorso fatto di tragedie, studi scientifici e innovazioni tecnologiche. Ogni grande terremoto che ha colpito l'Italia ha rappresentato un punto di svolta nella comprensione della vulnerabilità del costruito e ha spinto il legislatore a introdurre nuove misure di prevenzione e mitigazione del rischio. Tuttavia, nonostante i progressi normativi, il problema della vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio esistente rimane una sfida aperta, specialmente per le costruzioni più datate e per quelle situate in zone a medio-alta pericolosità sismica.

Oggi, grazie all'implementazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e agli Eurocodici, l'analisi sismica degli edifici si basa su criteri scientifici avanzati, che permettono di valutare con maggiore precisione il comportamento strutturale delle costruzioni esistenti e di progettare interventi mirati per il loro miglioramento o adeguamento. L'evoluzione delle tecniche di analisi, come l'uso di modelli numerici avanzati e simulazioni dinamiche, ha inoltre permesso di affinare le strategie di prevenzione, rendendo possibile una gestione del rischio sismico sempre più efficace e integrata con le politiche di sicurezza del territorio.

## 2.1 Dalle origini alla prima normativa sismica

Nei secoli passati, l'edilizia italiana si è sviluppata basandosi prevalentemente su tecniche costruttive tradizionali tramandate empiricamente di generazione in generazione. Gli edifici venivano realizzati senza calcoli strutturali specifici e senza criteri scientifici per la resistenza alle sollecitazioni dinamiche indotte dai terremoti, in quanto non erano mai state studiate. In molte regioni italiane, in particolare nelle aree appenniniche e meridionali, le costruzioni erano in muratura portante, spesso con pietre irregolari e malta scadente, prive di elementi di collegamento e di rinforzo tra le pareti.

Nonostante la lunga storia sismica del territorio italiano, che ha visto eventi distruttivi già in epoca romana e medievale, la risposta a tali calamità è stata per secoli frammentaria e limitata a misure locali. Dopo i terremoti, le ricostruzioni avvenivano spesso senza significativi miglioramenti strutturali, e solo occasionalmente si adottavano accorgimenti empirici, come contrafforti e archi di rinforzo, che talvolta miglioravano la resistenza degli edifici.

### ○ Il terremoto di Messina del 1908: un punto di svolta

Uno degli eventi sismici più catastrofici della storia italiana fu il terremoto di Messina del 28 dicembre 1908, che, con una magnitudo stimata tra 7.1 e 7.5, colpì duramente la città di Messina e l'area dello Stretto, causando oltre 80.000 vittime e la quasi totale distruzione degli edifici. La devastazione fu amplificata da un maremoto che seguì la scossa principale, con onde che raggiunsero i 13 metri di altezza, aggravando ulteriormente il bilancio della tragedia.

L'evento mise in luce la fragilità del patrimonio edilizio esistente, caratterizzato da strutture in muratura prive di resistenza ai movimenti sismici, e portò a una presa di coscienza a livello nazionale sulla necessità di regolamentare le costruzioni in funzione del rischio sismico. Fu chiaro che era necessario un approccio più scientifico e normativo alla progettazione edilizia, per evitare che simili tragedie si ripetessero con la stessa intensità.



Figura 3: Terremoto di Messina e Reggio Calabria 1908  
Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

## ○ La nascita della prima normativa sismica in Italia

A seguito del terremoto di Messina, il governo italiano emanò nel 1909 il primo provvedimento normativo specifico per la costruzione antisismica: il Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909. Questo decreto rappresentò la prima regolamentazione ufficiale in materia di costruzioni in zone sismiche e introdusse concetti fondamentali per la progettazione e la costruzione di edifici più sicuri.

Le principali novità introdotte dal Regio Decreto furono:

- Classificazione sismica del territorio, con l'individuazione delle prime zone a rischio sismico (inizialmente limitate alle aree colpite dal terremoto del 1908).
- Prescrizioni costruttive specifiche, tra cui l'uso di materiali più resistenti, la riduzione delle altezze degli edifici, l'adozione di murature più spesse e rinforzate, nonché l'introduzione di strutture in cemento armato, allora una tecnologia emergente.
- Obbligo di conformità ai nuovi criteri per le ricostruzioni, per garantire che gli edifici fossero progettati in modo più resistente alle azioni sismiche.

Nonostante l'importanza del provvedimento, la sua applicazione pratica rimase limitata per decenni. In molte zone del paese, la normativa non venne rispettata a causa di scarsa sensibilizzazione al rischio sismico, mancanza di controlli adeguati e difficoltà economiche. Inoltre, la classificazione sismica iniziale risultava estremamente ristretta, escludendo vaste aree del territorio nazionale che solo in seguito furono riconosciute come a rischio sismico. Nei decenni successivi, l'approccio normativo continuò ad evolversi, ma spesso solo in seguito a nuovi eventi sismici disastrosi. Il terremoto del 1930 in Irpinia e quello del 1940 in Calabria portarono a ulteriori aggiornamenti delle norme costruttive, ma la vera svolta avvenne solo a partire dal secondo dopoguerra, quando l'espansione edilizia e i nuovi terremoti (come quello del Friuli del 1976) evidenziarono la necessità di una regolamentazione più rigorosa e sistematica.



*Figura 4: Squadre di soccorritori all'opera in seguito al terremoto in Friuli del 6 maggio 1976  
Fonte: Dipartimento della Protezione Civile*

- **Dal dopoguerra agli anni 2000: sviluppo della normativa sismica**

Il secondo dopoguerra ha segnato un periodo di grande espansione edilizia in Italia, che ha interessato in particolare le aree urbane e periferiche. Il boom economico degli anni '50 e '60 ha comportato una crescita urbanistica rapida e massiccia, con la realizzazione di numerosi edifici destinati a residenze, uffici, scuole e infrastrutture pubbliche. Questo sviluppo, purtroppo, ha avuto luogo in un contesto in cui la consapevolezza del rischio sismico era ancora limitata.

Molti degli edifici realizzati in questo periodo sono stati costruiti con calcestruzzo armato (una tecnologia relativamente nuova all'epoca), ma le tecniche costruttive adottate non sempre rispondevano ai requisiti necessari per garantire una resistenza adeguata ai terremoti, in quanto non si conoscevano adeguatamente.

- **La Legge 64/1974: un passo fondamentale**

La risposta istituzionale a questi eventi tragici fu l'introduzione della Legge 64 del 1974, nota come "Norme per le costruzioni in zone sismiche". Questa legge rappresentò un primo passo significativo verso un approccio più strutturato e scientifico alla progettazione sismica, fissando criteri obbligatori per la progettazione e costruzione di edifici in zone considerate a rischio sismico. La Legge 64/1974 prevedeva una classificazione sismica del territorio nazionale, suddiviso in zone a diverso livello di pericolosità sismica. Le nuove norme imponevano l'adozione di criteri costruttivi più rigorosi, in grado di garantire una maggiore resistenza degli edifici alle sollecitazioni sismiche.

Tuttavia, la Legge 64/1974, pur essendo un passo importante, non fu sufficiente a risolvere tutte le problematiche relative alla progettazione antisismica. In particolare, non specificava in modo adeguato i criteri tecnici dettagliati per la progettazione, lasciando a volte spazio a interpretazioni soggettive e pratiche non sempre sicure.

- **L'evoluzione normativa degli anni successivi**

A partire dalla Legge 64/1974, la normativa sismica italiana subì una serie di aggiornamenti e modifiche, in risposta sia alle esigenze di sviluppo del settore edilizio che alle nuove conoscenze scientifiche. Nel corso degli anni, la classificazione sismica fu aggiornata periodicamente per includere nuove zone a rischio sismico, e le prescrizioni costruttive furono rafforzate con l'introduzione di metodologie di calcolo più avanzate.

Uno dei principali sviluppi fu l'introduzione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), che stabilivano i principi di progettazione, calcolo e realizzazione delle strutture antisismiche. La versione iniziale di queste norme fu adottata nel 1996, e poi progressivamente aggiornata nel 2008, in linea con le normative europee e con gli Eurocodici, le norme europee per la progettazione strutturale.

- **Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008 e aggiornamenti successivi)**

Le NTC 2008 rappresentarono un punto di svolta fondamentale nella storia della normativa sismica italiana. Queste norme, ispirate agli Eurocodici, stabilivano criteri rigorosi per la progettazione e l'adeguamento sismico degli edifici, tenendo conto di fattori quali la tipologia dei materiali, la distribuzione delle masse, la resistenza alle sollecitazioni e il comportamento delle strutture in caso di terremoto. Un aspetto fondamentale delle NTC 2008 fu la modifica del concetto di zona sismica, che non si limitava più alla suddivisione territoriale in zone a rischio, ma considerava anche la vulnerabilità del costruito esistente, spingendo verso un aggiornamento e una riqualificazione delle strutture vecchie.

Le NTC 2008 introdussero anche una serie di innovazioni significative, come la necessità di analisi dinamiche per la valutazione delle strutture e l'obbligo di verifiche sismiche specifiche per gli edifici esistenti. Questi aspetti resero la progettazione sismica più precisa e affidabile, e rappresentarono una risposta concreta alle sfide imposte dagli eventi sismici precedenti.

Nel 2018, le NTC furono nuovamente aggiornate per tenere conto dei progressi tecnologici e scientifici e per allinearsi ulteriormente agli standard internazionali. Le principali modifiche riguardarono l'introduzione di nuovi parametri per la valutazione della pericolosità sismica, l'adeguamento delle verifiche sismiche alle nuove metodologie di calcolo, e l'inclusione di prescrizioni per l'uso di materiali innovativi come il fibrocemento e il legno lamellare.

- **Il presente e il futuro della normativa sismica in Italia**

Oggi, la normativa sismica italiana si presenta come una delle più avanzate a livello internazionale, grazie alla sua costante evoluzione e al forte impegno nel garantire la sicurezza della popolazione e del patrimonio edilizio. Le NTC 2018, ancora in vigore, rappresentano un quadro normativo completo, ma il continuo avanzamento della ricerca scientifica e delle tecnologie di costruzione suggerisce che ulteriori aggiornamenti siano inevitabili, per rispondere a nuove sfide, come l'adeguamento delle costruzioni storiche o l'introduzione di nuove tecniche di costruzione sostenibili e resilienti.

## **2.2 Il contesto storico e sismico di Torino**

Torino, situata nel nord-ovest dell'Italia, è una città che ha svolto un ruolo fondamentale nella storia e nello sviluppo del paese. Sebbene si trovi in una zona tradizionalmente classificata come a bassa sismicità rispetto ad altre aree del paese, come la Calabria o il centro Italia, questo non significa che il rischio sismico in città sia completamente trascurabile. In effetti, la presenza di una ricca e storica architettura, insieme alla crescente densità urbanistica e alla costruzione di nuove strutture in epoche più recenti, solleva importanti interrogativi sulla sicurezza sismica e sulle modalità di adeguamento del patrimonio edilizio esistente.

### ○ **Torino e la sua posizione geografica**

Torino si trova all'interno della piana del Po, circondata dalle Alpi a nord-ovest e dalla collina torinese a sud-est. La città è attraversata dal fiume Po e da diversi affluenti, il che ha influenzato profondamente la sua crescita e la sua architettura. La posizione geografica di Torino la colloca in una zona che, secondo la classificazione sismica tradizionale, è meno esposta al rischio di forti terremoti rispetto ad altre regioni d'Italia. Tuttavia, la sua vicinanza alle Alpi e la presenza di numerosi sistemi di faglie nei territori circostanti fanno sì che il rischio di sismi di bassa o media intensità non possa essere completamente ignorato.

Nel corso della sua storia, Torino ha infatti sperimentato eventi sismici di una certa rilevanza, anche se non paragonabili a quelli che hanno colpito altre aree più vulnerabili, come l'Aquila, l'Irpinia o il Friuli. Ad esempio, il terremoto del 1794 ha avuto un impatto sulla città, sebbene non sia stato devastante, e alcune scosse di minore intensità sono state registrate nel corso dei secoli successivi. Tuttavia, il rischio sismico per Torino è considerato relativamente basso, ma non nullo, e questo richiede comunque un approccio di precauzione e di adeguamento strutturale del patrimonio edilizio.

### ○ **Il patrimonio edilizio storico e le sfide sismiche**

Uno degli aspetti più significativi del contesto sismico di Torino è il patrimonio edilizio storico che caratterizza la città. Torino vanta numerosi edifici storici, risalenti a periodi che vanno dall'epoca romana fino al XX secolo, molti dei quali sono realizzati in materiali da costruzione tradizionali come mattoni e massetti di pietra. Sebbene questi edifici possiedano un valore storico e architettonico inestimabile, spesso non sono stati progettati per resistere alle sollecitazioni sismiche, in quanto le normative antisismiche sono state introdotte solo nel XX secolo.

Inoltre, la complicata tessitura urbana della città, con i suoi quartieri storici densamente costruiti e le strade strette, rende particolarmente difficoltoso l'intervento di adeguamento sismico. Molti edifici non sono dotati di spazi adatti per l'inserimento di dispositivi antisismici moderni, come dispositivi di dissipazione delle vibrazioni o isolatori sismici, il che implica una sfida significativa per gli ingegneri e i progettisti coinvolti nel miglioramento sismico del patrimonio urbano.



*Figura 5: Edifici storici via Pietro Micca, Torino  
Fonte: VF2 Serramenti*

### ○ **Gli sviluppi normativi e le risposte alle necessità locali**

Sebbene Torino non sia una delle città italiane maggiormente esposte al rischio sismico, le normative sismiche italiane, evolute nel corso degli anni, si sono applicate anche al contesto torinese, specialmente a partire dalla Legge 64/1974 e dalle successive Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008 e NTC 2018). Queste normative, che stabiliscono i criteri di progettazione antisismica, hanno obbligato anche la città di Torino a fare i conti con l'adeguamento del patrimonio edilizio storico e a considerare il miglioramento della sicurezza strutturale degli edifici più vecchi.

In particolare, le normative hanno dato il via a una serie di interventi di consolidamento di edifici pubblici e privati, con un focus sul rafforzamento delle strutture portanti. A Torino, come in altre città italiane, le operazioni di adeguamento sismico si sono concentrate sulle scuole, sugli ospedali e su altri edifici ad uso pubblico, dove le normative richiedono che i lavori siano condotti in modo più rigoroso. Tuttavia, la città ha anche fatto fronte a sfide legate all'intervento su edifici storici, dove la necessità di preservare il valore culturale si è spesso scontrata con l'esigenza di garantire la sicurezza strutturale.

## 2.3 Zona sismica Torino

**Zona 1** - E' la zona più pericolosa. La probabilità che capiti un forte terremoto è alta

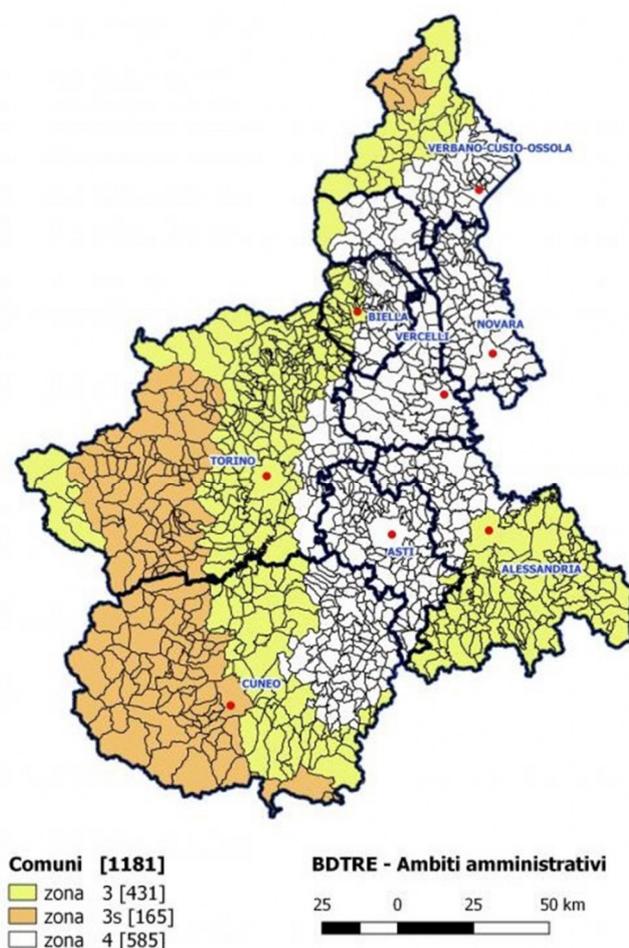
**Zona 2** - In questa zona forti terremoti sono possibili

**Zona 3** - In questa zona i forti terremoti sono meno probabili rispetto alla zona 1 e 2

**Zona 4** - E' la zona meno pericolosa: la probabilità che capiti un terremoto è molto bassa

*Figura 6: Classificazione sismica  
Fonte: Dipartimento della Protezione Civile*

Torino rientra nella zona sismica 3. Tale zona, rappresenta un'area in cui la probabilità di eventi sismici di grande intensità è più bassa rispetto ad altre zone del paese, ma non esclude completamente il verificarsi di terremoti di magnitudo moderata. La classificazione sismica, pertanto, non deve essere interpretata come una garanzia di sicurezza, ma piuttosto come un'indicazione generale del rischio che, seppur contenuto, deve essere sempre considerato.



*Figura 7: Classificazione sismica Piemonte  
Fonte: Tharsos.it*

### ○ **Fattori di vulnerabilità sismica**

La vulnerabilità sismica degli edifici di Torino è influenzata da una molteplicità di fattori che vanno oltre la mera classificazione sismica del territorio. Tra i principali aspetti che contribuiscono alla vulnerabilità sismica, vi sono le caratteristiche costruttive degli edifici e la qualità dei terreni di fondazione.

Edifici costruiti prima dell'introduzione delle moderne normative sismiche, prevalentemente nel 19° secolo e nelle prime decadi del 20° secolo, presentano carenze strutturali che li rendono vulnerabili agli effetti di un terremoto. Molti di questi edifici, infatti, sono realizzati con materiali tradizionali come mattoni pieni o pietrame, che, sebbene durevoli, non sono idonei a sostenere le forze dinamiche generate da un sisma.

Il terreno di fondazione gioca un ruolo altrettanto cruciale nella risposta sismica degli edifici. Torino, situata nella piana del Po, presenta un'ampia varietà di terreni che vanno dai terreni alluvionali e sabbiosi a roccia solida. I terreni alluvionali, in particolare, tendono ad amplificare le onde sismiche, aumentando il rischio di danneggiamento delle strutture sovrastanti. La sede geologica di Torino, quindi, può risultare favorevole ad amplificazioni locali degli effetti di un terremoto, anche in un contesto a bassa pericolosità sismica.

### ○ **Studi e ricerche sul rischio sismico a Torino**

Negli ultimi decenni, grazie a una crescente consapevolezza della necessità di ridurre la vulnerabilità sismica delle strutture esistenti, sono stati condotti studi approfonditi da enti di ricerca locali e dalle università, tra cui l'Università di Torino. Questi studi hanno permesso di affinare le tecniche di valutazione della vulnerabilità sismica e di analizzare in dettaglio le caratteristiche strutturali e geologiche della città.

Le rilevazioni geologiche condotte hanno contribuito a una migliore comprensione delle caratteristiche dei sottosuoli e della risposta sismica locale, permettendo una mappatura dettagliata dei siti più vulnerabili. Gli studi di sismica ambientale e di analisi delle vibrazioni hanno evidenziato le aree che potrebbero essere più colpite in caso di un terremoto, in particolare quelle a ridosso dei fiumi o in prossimità di terreni poco coesi, che sono maggiormente soggetti a fenomeni di liquefazione del terreno o amplificazione sismica.

In particolare, sono stati effettuati studi su edifici strategici, come scuole, ospedali e altre strutture ad alto affollamento, che richiedono un particolare livello di protezione. Il miglioramento sismico di questi edifici è considerato una priorità, non solo per garantire la sicurezza degli occupanti, ma anche per ridurre l'impatto di un eventuale evento sismico su servizi essenziali in caso di emergenza.

### ○ **Politiche di prevenzione e adeguamento sismico**

In risposta alla vulnerabilità sismica degli edifici, Torino ha intrapreso diverse politiche di prevenzione e adeguamento sismico. A partire dall'introduzione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), la città ha visto un progressivo aggiornamento delle normative locali per la sicurezza sismica. Negli ultimi anni, sono stati introdotti incentivi per i proprietari di edifici esistenti al fine di eseguire lavori di miglioramento sismico.

Tra le soluzioni più adottate, vi è l'isolamento sismico delle fondazioni, che permette di ridurre gli effetti delle vibrazioni sul fabbricato, e il rinforzo delle strutture portanti, che aumenta la resistenza delle strutture esistenti alle sollecitazioni sismiche. Inoltre, sono in fase di progettazione e realizzazione interventi di ripristino e consolidamento degli edifici più vulnerabili, soprattutto quelli appartenenti al patrimonio storico e culturale.

### ○ **Conclusioni sul rischio sismico a Torino**

Pur essendo situata in una zona a bassa pericolosità sismica, Torino non è esente dagli effetti del sisma. La città deve fare i conti con una vulnerabilità sismica diffusa, soprattutto nei confronti degli edifici storici e delle strutture costruite prima delle moderne normative antisismiche. Gli studi geologici e sismici hanno evidenziato l'importanza di una valutazione accurata delle caratteristiche geologiche e strutturali per prevenire danni gravi in caso di terremoti. La continua evoluzione delle normative e degli interventi di adeguamento sismico è essenziale per migliorare la sicurezza della città, ridurre i rischi e garantire la protezione della popolazione in caso di un evento sismico, anche di bassa o media intensità.

## **3. Normative e iniziative per il consolidamento sismico a Torino**

L'adeguamento sismico degli edifici esistenti a Torino è un tema sempre più rilevante, soprattutto alla luce delle politiche nazionali e locali volte a migliorare la sicurezza sismica. In particolare, l'introduzione di incentivi come il Sisma Bonus e i finanziamenti per la riqualificazione edilizia ha favorito l'adozione di misure per ridurre la vulnerabilità sismica in città, incoraggiando i proprietari di edifici a intraprendere interventi di consolidamento e miglioramento delle strutture.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) hanno rappresentato una svolta importante per il settore edilizio italiano, stabilendo criteri chiari per la valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture esistenti e per l'attuazione di interventi di adeguamento. Queste norme hanno introdotto approcci strutturati e scientificamente fondati per migliorare il comportamento sismico della struttura, che possono comprendere operazioni di miglioramento, adeguamento o interventi localizzati in relazione alla tipologia e alle caratteristiche dell'edificio. L'obiettivo è quello di garantire che gli edifici possiedano un livello di sicurezza che risponda alle necessità sismiche, in modo da ridurre il rischio di danni durante un evento sismico e preservare la sicurezza degli occupanti.

Le politiche locali per l'adeguamento/miglioramento sismico sono anche supportate da finanziamenti pubblici, che incentivano i proprietari degli immobili a intervenire sul proprio patrimonio, soprattutto per quanto riguarda gli edifici residenziali e le strutture più vulnerabili. Il Sisma Bonus, introdotto a livello nazionale, offre detrazioni fiscali significative per chi decide di intraprendere lavori di consolidamento sismico, contribuendo a ridurre il costo degli interventi e rendendoli accessibili a un numero maggiore di cittadini. In sintesi, la combinazione di normative avanzate, incentivi fiscali e studi scientifici ha creato un quadro favorevole per ridurre la vulnerabilità sismica a Torino.

L'obiettivo è non solo rispondere alle necessità di sicurezza della popolazione, ma anche valorizzare e proteggere il vasto patrimonio edilizio della città, riducendo al minimo i danni in caso di eventi sismici e migliorando la resilienza complessiva della comunità.

### 3.1 Contesto economico di Torino in merito all'analisi sismica degli edifici

Il contesto economico di Torino è influenzato da vari fattori che si intrecciano con la necessità di interventi di consolidamento sismico. Le sfide e le opportunità che emergono dal panorama economico della città riguardano principalmente i costi e i benefici associati all'analisi e al miglioramento sismico degli edifici, con un focus particolare sui seguenti aspetti:

#### ○ **Impatto dei costi sull'edilizia privata e pubblica**

Il consolidamento sismico degli edifici è una sfida economica significativa, in quanto implica investimenti considerevoli, sia per i privati che per le amministrazioni pubbliche. Questo processo non solo riguarda la sicurezza degli edifici, ma anche la loro durabilità e la capacità di resistere a eventi sismici che potrebbero comprometterne la stabilità. Sebbene Torino si trovi in una zona sismica di bassa pericolosità, la crescente attenzione alla sicurezza sismica e la consapevolezza dei rischi hanno posto l'adeguamento sismico come una priorità, specialmente per gli edifici più vecchi.

Il costo degli interventi di rinforzo antisismico varia ampiamente in base a diversi fattori, tra cui:

- Tipologia ed età degli edifici: Gli edifici costruiti prima dell'introduzione delle normative antisismiche moderne sono più vulnerabili. Se un immobile è stato costruito utilizzando tecniche costruttive tradizionali, come il muro portante in pietra o il calcestruzzo non armato, gli interventi di adeguamento possono essere complessi e costosi. La tipologia strutturale, come ad esempio la presenza di solai in legno o la mancanza di fondazioni profonde, può aumentare il costo degli interventi, poiché ogni tipologia di struttura richiede soluzioni progettuali specifiche.
- Ubicazione dell'immobile: La posizione dell'edificio può influire sul costo dell'intervento sismico da eseguire, poiché le caratteristiche del terreno di fondazione (come la presenza di terreni argillosi o sabbiosi) influenzano la risposta sismica. Inoltre, le aree urbane ad alta densità, come i quartieri storici di Torino, possono richiedere tecniche di ingegneria più avanzate, che comportano costi più elevati.
- Caratteristiche geotecniche: Se l'edificio è situato su un terreno con caratteristiche geologiche sfavorevoli, ad esempio in zone soggette a liquefazione o subsidenza, gli interventi per migliorare la resistenza sismica diventano più complessi e costosi. In questo caso, potrebbero essere necessari lavori di consolidamento del terreno o l'utilizzo di tecnologie avanzate come fondazioni dinamiche o isolatori sismici.

Le spese iniziali per l'analisi sismica costituiscono una barriera economica significativa per molti proprietari. I costi di consulenza per l'analisi della vulnerabilità sismica possono variare notevolmente a seconda della complessità dell'edificio e della necessità di studi geologici approfonditi. Per i proprietari di piccoli appartamenti o edifici residenziali, che magari vivono in contesti di alta densità abitativa, la spesa per questi servizi può essere difficile da sostenere senza l'aiuto di incentivi pubblici.

- **Edilizia Pubblica: le difficoltà delle amministrazioni locali**

Le amministrazioni pubbliche, come il Comune di Torino, devono affrontare una sfida simile, ma su scala molto più ampia. La città ha una vasta quantità di edifici pubblici, tra cui scuole, ospedali, uffici e strutture amministrative, costruiti in epoche diverse, spesso senza il rispetto delle moderne normative sismiche. Gli edifici storici o quelli di particolare importanza culturale e architettonica richiedono interventi delicati, che rispettano le caratteristiche estetiche e funzionali, ma che possono comportare costi elevati.

Inoltre, le amministrazioni locali si trovano ad affrontare un budget limitato per interventi sismici, soprattutto in un contesto di scarse risorse pubbliche destinate alla sicurezza sismica. Sebbene siano disponibili fondi per la riqualificazione urbana e il miglioramento della sicurezza, spesso questi sono insufficienti a coprire la portata degli interventi necessari. L'adeguamento sismico degli edifici pubblici richiede quindi una pianificazione a lungo termine e un'efficace gestione delle priorità.

- **Soluzioni e opportunità: incentivi e finanziamenti pubblici**

Per far fronte a queste difficoltà economiche, è cruciale l'adozione di politiche di finanziamento pubblico e l'attivazione di incentivi fiscali per stimolare gli interventi di adeguamento sismico, sia nel settore pubblico che in quello privato.

- **Sisma Bonus:**
- **Fondi Europei e Nazionali:**
- **Finanziamenti agevolati e prestiti:**

- **Considerazioni finali: l'importanza di pianificare gli interventi**

L'adeguamento sismico è un processo che, sebbene costoso, offre notevoli vantaggi economici e sociali. La sicurezza degli edifici non solo garantisce la protezione dei cittadini, ma previene anche i costi economici derivanti da danni strutturali causati da eventi sismici. Investire in adeguamento sismico contribuisce a migliorare la resilienza urbana, rendendo Torino più sicura e competitiva nel panorama nazionale ed internazionale.

Per affrontare l'alto costo degli interventi, è fondamentale una coordinazione tra pubblico e privato, l'utilizzo di finanziamenti agevolati, e la promozione di politiche fiscali come il Sisma Bonus, che incentivano l'impegno verso la sicurezza e la sostenibilità del patrimonio edilizio.

### **3.2 Incentivi fiscali e fondi per la riqualificazione**

- **Il Sisma Bonus: detrazioni fiscali e impatti sull'edilizia privata**

Il Sisma Bonus è un'agevolazione fiscale che prevede una detrazione delle imposte sul reddito per chi esegue interventi di consolidamento sismico di un immobile. Queste agevolazioni sono applicabili sia a fabbricati residenziali che a immobili destinati ad attività produttive (piccole e medie imprese), rendendo l'intervento finanziariamente più sostenibile anche per le realtà economiche meno capitalizzate. In un contesto come quello di Torino, dove il patrimonio edilizio è caratterizzato da un'alta densità di edifici storici e residenziali,

il Sisma Bonus ha avuto un impatto significativo nel promuovere la sicurezza sismica, incentivando la valutazione e l'implementazione di interventi di adeguamento sismico anche in zone a rischio sismico medio-basso.

- **Finanziamenti agevolati e fondi regionali per il settore edilizio**

Oltre al Sisma Bonus, l'amministrazione comunale di Torino ha attivato altre politiche di sostegno per incentivare la messa in sicurezza sismica attraverso finanziamenti agevolati e fondi regionali. La Regione Piemonte, in collaborazione con enti locali, ha predisposto bandi per l'accesso a fondi pubblici destinati a supportare i lavori di riqualificazione sismica, destinati tanto ai privati quanto agli enti pubblici.

I finanziamenti agevolati offrono la possibilità di accedere a prestiti a tassi di interesse ridotti, che rappresentano una soluzione vantaggiosa per i proprietari di edifici residenziali o commerciali, che potrebbero non avere sufficiente liquidità per finanziare da soli l'intervento. Questi strumenti finanziari vengono messi a disposizione da banche convenzionate, che, attraverso linee di credito specifiche, offrono prestiti a lungo termine con condizioni favorevoli, facilitando la realizzazione dei lavori di adeguamento sismico. Anche gli enti pubblici, come il Comune di Torino, possono accedere a fondi regionali e nazionali specificamente destinati alla riqualificazione sismica degli edifici. Questi fondi sono spesso destinati a progetti di rigenerazione urbana, che combinano l'adeguamento sismico con interventi di miglioramento energetico e di recupero del patrimonio edilizio. L'intento è quello di rinnovare la città, migliorando la sicurezza delle strutture e incrementando la sostenibilità delle stesse, riducendo così il rischio di danni ingenti in caso di eventi sismici.

- **Benefici economici e sociali degli incentivi sismici**

Gli incentivi fiscali, combinati con i finanziamenti agevolati e i fondi regionali, contribuiscono a ridurre il rischio economico legato agli investimenti in sicurezza sismica. Se da un lato la riqualificazione sismica implica una spesa iniziale significativa, dall'altro, grazie alle detrazioni fiscali e ai finanziamenti agevolati, l'onere economico risulta ridotto e distribuito nel tempo. Ciò rende l'intervento più accessibile a un ampio pubblico, tra cui famiglie, proprietari di piccole e medie imprese, e persino enti pubblici con risorse limitate. Dal punto di vista economico, gli incentivi sismici contribuiscono anche a ridurre i costi a lungo termine. Infatti, la messa in sicurezza degli edifici permette di prevenire danni significativi derivanti da eventi sismici, evitando i costi di riparazione e riducendo al minimo le interruzioni delle attività economiche. A livello sociale, l'adozione di queste misure migliora la resilienza urbana, tutelando la vita dei cittadini e riducendo il rischio di perdita di vite umane in caso di eventi catastrofici.

### **3.3 Effetti della vulnerabilità sismica sulla valorizzazione immobiliare**

La vulnerabilità sismica oggi è un elemento cruciale non solo per la sicurezza degli edifici, ma anche per la valorizzazione immobiliare. In una città come Torino, che si trova in una zona a rischio sismico medio-basso, la percezione del rischio sismico gioca un ruolo determinante nella valutazione delle proprietà immobiliari. L'adeguamento alle normative sismiche non solo migliora la resilienza degli edifici agli eventi sismici, ma può anche

aumentare il valore di mercato degli immobili e migliorare la commerciabilità degli stessi. Al contrario, gli edifici che non rispettano i criteri sismici aggiornati tendono a subire una diminuzione del valore e sono spesso considerati meno appetibili da parte di investitori, acquirenti e locatari.

- **L'adeguamento sismico come vantaggio competitivo nel mercato immobiliare**

Al contrario, un edificio che ha subito un adeguamento sismico o che è stato progettato per resistere a sollecitazioni sismiche più severe si presenta sul mercato come più sicuro, resiliente e duraturo, rappresentando un vantaggio competitivo. Questo tipo di interventi migliorativi ha il potenziale di aumentare il valore di mercato di un immobile, rendendolo più attraente sia per i privati che per le imprese e gli enti pubblici. L'adeguamento sismico offre, infatti, una doppia garanzia: la protezione dalle scosse sismiche e la valorizzazione economica dell'immobile nel lungo termine.

Inoltre, la durabilità di un edificio adeguato sismicamente aumenta nel tempo, poiché gli interventi strutturali non solo migliorano la resistenza alle scosse, ma prolungano anche la vita utile dell'immobile. Questo è un elemento fondamentale per i proprietari che intendono realizzare un ritorno sull'investimento nel lungo periodo. Un immobile che ha subito interventi di adeguamento sismico, infatti, è più probabile che mantenga o addirittura aumenti il proprio valore, mentre un immobile che non è stato adeguato rischia di deprezzarsi nel tempo.

- **Implicazioni positive per le imprese e gli enti pubblici**

Gli effetti positivi del consolidamento sismico non si limitano ai proprietari privati, ma si estendono anche alle imprese e agli enti pubblici. In particolare, le imprese che operano in settori a rischio, come quelli industriali o commerciali, possono vedere nei lavori di adeguamento sismico un'opportunità per migliorare l'efficienza energetica dei propri edifici e ottimizzare i costi di gestione. Un immobile sismicamente sicuro e ben progettato può comportare anche maggiori risparmi energetici grazie a soluzioni tecnologiche integrate, che riducono i consumi e migliorano la performance complessiva dell'edificio.

Anche gli enti pubblici traggono vantaggio da interventi di adeguamento sismico. Ad esempio, le scuole, gli ospedali, le strutture amministrative e gli edifici pubblici in genere che sono sottoposti a lavori di messa in sicurezza possono beneficiare di un prolungamento della vita utile e di una maggiore funzionalità a lungo termine, riducendo i costi di manutenzione e migliorando la qualità dei servizi offerti alla cittadinanza.

### **3.4 Le implicazioni per il settore edilizio e lavorativo**

L'analisi sismica e gli interventi di adeguamento rappresentano un'opportunità strategica per il settore edile e per il mercato del lavoro a Torino, un'opportunità che si sta concretizzando grazie all'evoluzione delle normative sismiche e all'introduzione di incentivi fiscali. Questi fattori stanno stimolando una domanda crescente di professionisti specializzati in ingegneria sismica, progettazione strutturale e architettura, creando così un impulso positivo per l'occupazione a livello locale. Gli interventi sismici, infatti, hanno implicazioni significative sia sul piano professionale che su quello economico, contribuendo a rafforzare il settore edile e ad aprire nuove prospettive di crescita per l'intera economia torinese.

### ○ **Aumento della domanda di professionisti specializzati**

Una delle principali conseguenze positive dell'introduzione di normative più severe e degli incentivi fiscali (come il Sisma Bonus) è il forte aumento della domanda di professionisti qualificati nel campo della sicurezza sismica. In particolare, Torino sta assistendo a un incremento della richiesta di figure professionali quali ingegneri strutturisti, architetti specializzati, progettisti di tecnologie per il miglioramento sismico, e tecnici qualificati per il monitoraggio e la gestione dei rischi. Queste figure sono cruciali per la realizzazione di interventi di adeguamento/miglioramento sismico efficaci, che richiedono competenze avanzate e l'uso di soluzioni tecnologicamente avanzate.

Inoltre, il settore edile sta vedendo una crescente specializzazione nella progettazione e realizzazione di edifici sicuri, che rispondano ai requisiti più recenti in termini di resistenza alle scosse sismiche. Questo ha portato alla creazione di nuove nicchie professionali, tra cui esperti di materiali innovativi, sistemi di isolamento sismico e monitoraggio in tempo reale delle strutture. Come risultato, le aziende edili, gli studi di architettura e le società di ingegneria locali sono sempre più orientate a rafforzare le proprie competenze in questi ambiti, creando posti di lavoro altamente qualificati.

### ○ **Impatti positivi sull'occupazione locale**

L'adeguamento sismico non solo stimola la domanda di professionisti specializzati, ma anche quella di operai qualificati nel settore edile. I lavori di ristrutturazione e adeguamento degli edifici richiedono una manodopera specializzata, come muratori, carpentieri, tecnici esperti in impianti e sistemi di isolamento, che sono in grado di implementare le soluzioni progettate dagli ingegneri e architetti. Inoltre, le aziende che forniscono materiali come cemento speciale, acciaio rinforzato, materiali per l'isolamento e altre tecnologie avanzate, stanno aumentando le loro capacità produttive per rispondere alla crescente domanda, con una conseguente espansione delle attività lavorative in questo settore.

Il settore edile torinese sta quindi beneficiando di un forte effetto moltiplicatore che riguarda diversi ambiti dell'occupazione, contribuendo così a una crescita sostenibile del mercato del lavoro locale. Con l'aumento degli investimenti nella riqualificazione sismica degli edifici, si crea un ciclo virtuoso che porta alla creazione di nuovi posti di lavoro sia diretti che indiretti. L'impulso verso la specializzazione e l'innovazione aumenta la competitività delle imprese locali e accresce le opportunità di crescita economica, sia nel breve che nel lungo periodo.

### ○ **Specializzazione e competitività del settore edilizio**

Torino, grazie a questa crescente attenzione alla sicurezza sismica, ha l'opportunità di affermarsi come polo di eccellenza nel settore della costruzione e della riqualificazione sismica. L'introduzione di normative sismiche più stringenti e la domanda di tecnologie avanzate spingono il mercato verso un processo di specializzazione che rende le imprese locali sempre più competitive, sia a livello nazionale che internazionale.

Le imprese edili che si sono orientate verso l'innovazione tecnologica in ambito sismico hanno la possibilità di acquisire un vantaggio competitivo significativo. Queste imprese sono in grado di offrire soluzioni personalizzate e progetti altamente qualificati, sfruttando la tecnologia avanzata, l'esperienza e le competenze professionali richieste per gli interventi di adeguamento sismico. Questa specializzazione non solo aiuta le imprese a differenziarsi

dalla concorrenza, ma le prepara anche ad affrontare le sfide future legate ai cambiamenti nelle normative e alle nuove tecnologie.

Inoltre, la crescente domanda di interventi sismici ha un impatto positivo sull'impresa di costruzioni in senso più ampio, che vedono l'adeguamento sismico come un'opportunità per diversificare la loro offerta di servizi e migliorare la propria posizione nel mercato. Le aziende locali, infatti, possono approfittare di queste opportunità per espandere la propria attività in ambiti complementari, come la progettazione di edifici sostenibili, l'efficienza energetica e la riqualificazione urbana.

- **Sostenibilità economica e impatti a lungo periodo**

A lungo termine, il settore edile di Torino potrebbe trarre beneficio da una maggiore sostenibilità economica grazie alla crescente attenzione alla sicurezza sismica. L'adeguamento sismico contribuisce infatti non solo a prolungare la vita utile degli edifici, ma anche a migliorarne l'efficienza energetica, riducendo i costi di manutenzione e migliorando il comfort abitativo. Questi fattori possono, a loro volta, portare a un miglioramento del mercato immobiliare, con un valore più stabile degli immobili e una maggiore attrattiva per i potenziali acquirenti e investitori.

Inoltre, l'investimento in adeguamenti sismici contribuisce alla creazione di una filiera locale specializzata, che può generare nuove opportunità di business non solo per il settore edilizio, ma anche per le aziende di materiali, firme di consulenza, imprese di tecnologie avanzate e professionisti del settore. Questo contribuisce a rafforzare l'intero ecosistema economico locale, aumentando la competitività di Torino anche in ambito internazionale, come hub di innovazione nel settore delle costruzioni e della sicurezza sismica.

## **4. Normativa sismica in Italia (NTC 2018 ed Eurocodici)**

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018), pubblicate con il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, rappresentano il riferimento principale per la progettazione e verifica delle opere strutturali in Italia, con particolare attenzione agli aspetti sismici. Le NTC 2018 si fondano su un approccio prestazionale basato sulla verifica degli stati limite, ovvero condizioni oltre le quali la struttura non soddisfa più i requisiti richiesti. In particolare, si distinguono lo Stato Limite Ultimo (SLU), associato al collasso strutturale, e lo Stato Limite di Esercizio (SLE), relativo alla funzionalità e all'integrità dell'opera durante eventi sismici meno intensi. Le norme pongono inoltre particolare enfasi sulla progettazione in capacità, concetto secondo cui si privilegia un comportamento duttile e gerarchico delle strutture, al fine di controllare i meccanismi di collasso e garantire una risposta prevedibile sotto sollecitazioni sismiche.

Dal punto di vista della pericolosità, il territorio nazionale è suddiviso in quattro zone sismiche in base al valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa (PGA) su sito di riferimento rigido. La determinazione dell'azione sismica si basa sulla costruzione dello spettro di risposta elastico, che tiene conto della categoria di sottosuolo, della topografia e della vita nominale dell'opera. Il valore dell'azione sismica viene successivamente modulato attraverso il coefficiente di struttura ( $q$ ), che riflette la capacità dissipativa dell'organismo strutturale. Gli spettri elastici sono definiti sulla base della normativa vigente e variano in funzione della categoria d'uso dell'edificio, che determina un coefficiente di importanza ( $C_u$ ). Per esempio, un ospedale o una scuola, in quanto edifici

strategici, richiederanno un livello di sicurezza superiore rispetto a un edificio residenziale ordinario.

Le analisi previste per la valutazione del comportamento sismico delle strutture comprendono metodi lineari (statica equivalente e dinamica modale) e metodi non lineari (analisi pushover e time-history). La scelta del metodo dipende dalla regolarità in pianta e in elevazione, dalla destinazione d'uso e dalla complessità della struttura. Le analisi non lineari consentono di cogliere il comportamento post-elastico dell'edificio, fondamentale per la verifica degli edifici esistenti e per l'efficacia degli interventi di miglioramento o adeguamento.

Parallelamente alle NTC, l'Italia ha recepito gli Eurocodici, in particolare l'Eurocodice 8 (EN 1998), che disciplina la progettazione in zona sismica. L'Eurocodice 8 si compone di più parti: la Parte 1 contiene le regole generali per edifici nuovi, la Parte 3 è dedicata alla valutazione e al rinforzo delle strutture esistenti, mentre la Parte 5 tratta l'interazione tra struttura e sottosuolo. L'adozione degli Eurocodici è particolarmente rilevante per progetti con finanziamenti europei o che coinvolgono squadre multidisciplinari e internazionali. Anche se le NTC 2018 rimangono il riferimento principale per le opere sul territorio nazionale, l'Eurocodice fornisce indicazioni complementari e a volte più specifiche, come la classificazione della duttilità strutturale (alta, media, bassa), l'utilizzo sistematico dei dettagli costruttivi e la differente formulazione degli spettri elastici.

In sintesi, NTC 2018 ed Eurocodice 8 condividono l'approccio prestazionale e l'attenzione alla progettazione in capacità, ma differiscono per alcune impostazioni di calcolo e dettaglio. La loro integrazione consente un'ampia flessibilità operativa e una maggiore coerenza con le pratiche ingegneristiche internazionali. Le scelte progettuali devono quindi tener conto del contesto normativo, dell'importanza strategica dell'opera, delle caratteristiche morfologiche del sito e del comportamento sismico atteso. Di seguito si riporta una tabella comparativa dei principali elementi normativi:

<b>Aspetto</b>	<b>NTC 2018</b>	<b>Eurocodice 8 (EN 1998)</b>
Spettro elastico	Derivato da studi nazionali (INGV)	Formulazione semplificata europea
Classi d'uso	I, II, III, IV	A, B, C (equivalenti)
Stati limite	SLU, SLE	ULS, SLS
Analisi non lineare	Pushover, time-history	Pushover, analisi dinamiche
Progettazione in capacità	Obbligatoria	Obbligatoria con dettagli costruttivi

#### **4.1 Il ruolo del coefficiente di struttura ( $q$ )**

Il coefficiente di struttura ( $q$ ) è uno dei parametri fondamentali nella definizione dell'azione sismica di progetto. Esso consente di passare da uno spettro di risposta elastico ad uno spettro ridotto, che tenga conto della capacità dissipativa della struttura. Più elevato è il valore di  $q$ , maggiore è la capacità dissipativa del sistema strutturale, e quindi minore risulta l'azione sismica da considerare. I valori di  $q$  variano in funzione della tipologia strutturale (es. telai, sistemi a pareti, strutture miste), della regolarità in pianta e in elevazione e della

duttilità globale. In sede progettuale, l'adozione di un  $q$  elevato richiede il rispetto di condizioni costruttive e gerarchie di resistenza molto rigorose. Una scelta non corretta o non verificata del coefficiente  $q$  può compromettere l'efficacia dell'intero processo progettuale, con conseguenze rilevanti sulla sicurezza strutturale.

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Figura 8: Classificazione fattore di struttura  $q$   
Fonte: ACCA software

## 4.2 Differenze operative tra edifici nuovi ed esistenti

Nel contesto della progettazione e della valutazione sismica, è fondamentale distinguere tra edifici nuovi ed edifici esistenti, in quanto i criteri normativi e gli approcci metodologici differiscono sensibilmente. Gli edifici nuovi sono soggetti a requisiti progettuali più stringenti, devono soddisfare pienamente le verifiche agli stati limite e presentano vincoli costruttivi e dimensionali stabiliti sin dalla fase di concezione. Gli edifici esistenti, al contrario, devono essere valutati nel loro stato attuale, spesso caratterizzato da materiali deteriorati, dettagli costruttivi obsoleti e assenza di dispositivi antisismici. La normativa consente, per tali edifici, l'adozione di livelli di sicurezza ridotti (purché motivati e giustificati), privilegiando interventi di tipo migliorativo o locale. La seguente tabella sintetizza le principali differenze operative:

Aspetto	Edifici nuovi	Edifici esistenti
Requisiti normativi	Completa aderenza a NTC 2018	Verifica secondo livelli minimi accettabili
Obiettivo	$IS \geq 1$	$IS \geq 0.6$ o miglioramento rispetto alla condizione iniziale
Interventi	Nuova costruzione	Miglioramento, adeguamento o intervento locale
Livello di conoscenza	Progetto su materiale controllato	Necessità di indagini sperimentali e documentali

- **Verso una cultura della prevenzione sismica**

Il rafforzamento della sicurezza sismica in Italia non può prescindere da una visione integrata che coniughi l'approccio tecnico-progettuale con una più ampia strategia di prevenzione e gestione del rischio. Le norme tecniche, le analisi di vulnerabilità, gli interventi di consolidamento e i meccanismi incentivanti rappresentano strumenti complementari in un sistema di protezione civile moderno ed efficiente. Tuttavia, è solo attraverso la diffusione di una cultura della prevenzione – fondata su consapevolezza, educazione, responsabilità istituzionale e investimenti programmati – che è possibile realizzare una vera riduzione del rischio sismico su scala nazionale. Le esperienze dei recenti eventi sismici hanno dimostrato che l'inadeguatezza strutturale è ancora una delle principali cause di vittime e danni economici. Investire in conoscenza, normativa e prevenzione è oggi non solo un dovere etico e civile, ma una scelta strategica per la resilienza del territorio e la sicurezza delle comunità.

## **5. Analisi della struttura oggetto di intervento**

### **5.1 Inquadramento dell'area in cui sorge l'edificio**

L'edificio oggetto di studio si trova a Torino, in Via Aosta 119, nella zona nord della città, all'interno del quartiere denominato Barriera di Milano, un'area storicamente operaia, oggi oggetto di numerosi interventi di riqualificazione urbana. Il quartiere, situato a ridosso della tangenziale nord di Torino, gode di un'ottima accessibilità grazie alla presenza di assi stradali principali (come corso Giulio Cesare e corso Vercelli) e di collegamenti efficienti con il centro città tramite il trasporto pubblico urbano (autobus e tram).

L'area è caratterizzata da una predominanza di edifici residenziali pluripiano costruiti tra gli anni '50 e '80, spesso con tipologia a cortina o in linea. Tuttavia, negli ultimi anni, si è assistito a una graduale trasformazione del tessuto urbano, con l'introduzione di nuove aree verdi, progetti di housing sociale, e interventi pubblici di miglioramento infrastrutturale e ambientale. La zona si distingue per una crescente attenzione alla qualità della vita urbana, con la realizzazione di parchi, percorsi pedonali e ciclabili, spazi pubblici riqualificati e servizi di prossimità.

Via Aosta, in particolare, rappresenta una strada secondaria a traffico moderato, circondata da palazzine residenziali, scuole, piccoli esercizi commerciali e aree verdi di quartiere. La vicinanza alla tangenziale nord consente un rapido collegamento con le principali direttrici autostradali (A4, A5, A55), rendendo l'area interessante anche sotto il profilo logistico e della mobilità.

Dal punto di vista urbanistico, la zona rientra all'interno di un comparto a destinazione residenziale mista, con alcune aree produttive dismesse che stanno gradualmente lasciando spazio a nuovi interventi edilizi orientati alla sostenibilità, all'efficienza energetica e alla rigenerazione urbana.

## 5.2 Descrizione dello stato di fatto dell'edificio

L'edificio analizzato, situato in Via Aosta 119 a Torino, si presenta come un fabbricato storico a destinazione residenziale, sviluppato su tre livelli (uno interrato e due fuori terra), presumibilmente costruito tra la fine del XIX e l'inizio del XX secolo. Dalle planimetrie acquisite dalla pratica edilizia reperita, è stato possibile ricostruire la seguente articolazione interna:

- Piano interrato: destinato a cantina, con divisioni murarie in muratura piena e accesso tramite scala interna. Lo spazio è suddiviso in due ambienti principali e un disimpegno centrale.

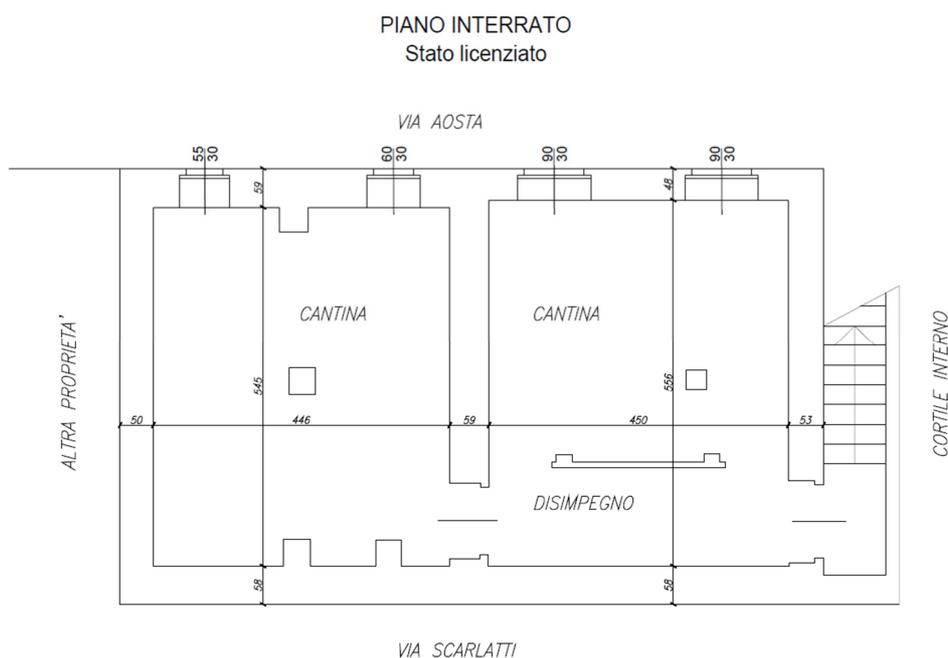


Figura 9: Pianta piano interrato stato di fatto

- Piano terreno: zona giorno, composta da salone, cucina, disimpegni e bagno. Le aperture principali si affacciano su Via Aosta, garantendo buona illuminazione naturale. La scala esterna permette l'accesso al ballatoio del piano superiore, non è presente nessun collegamento interno tra i piani.

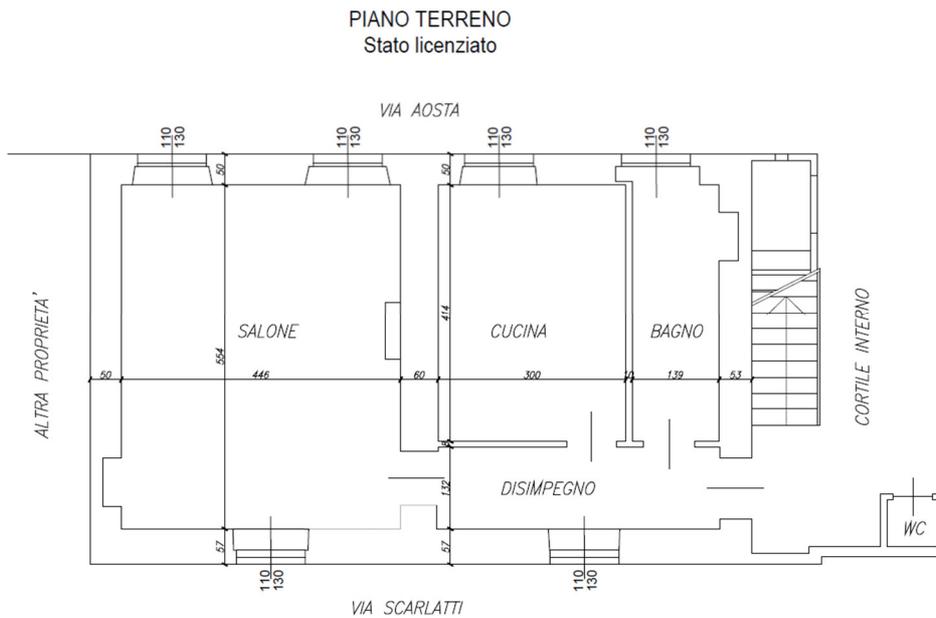


Figura 10: Pianta piano terreno stato di fatto

- Piano primo: destinato alla zona notte, con due camere da letto disposte simmetricamente rispetto alla scala centrale.

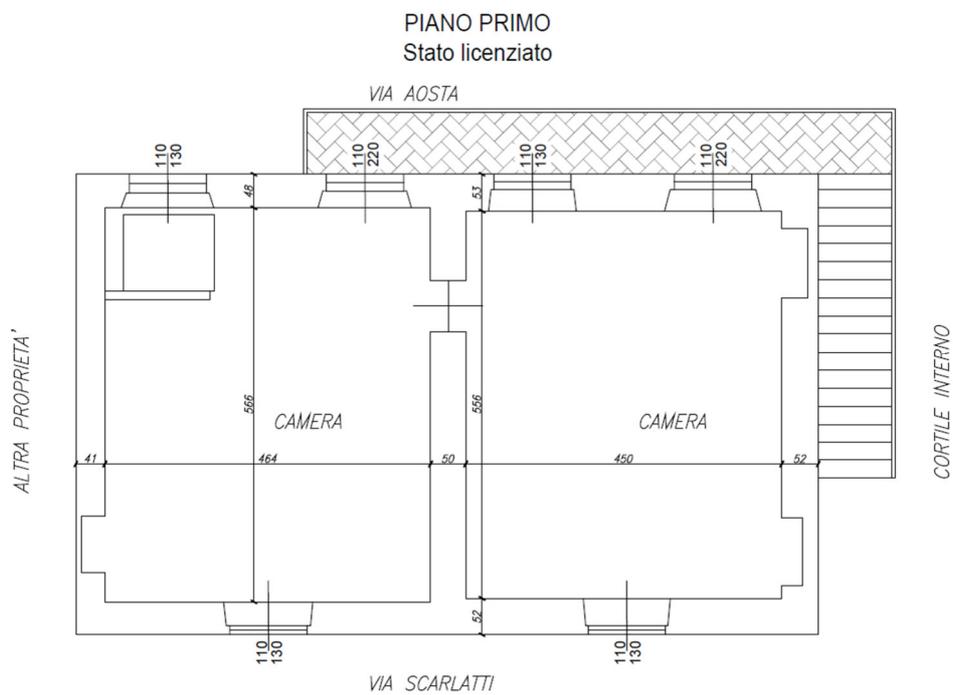


Figura 11: Pianta piano primo stato di fatto

- Piano sottotetto: locale non abitabile ed adibito ad uso magazzino.

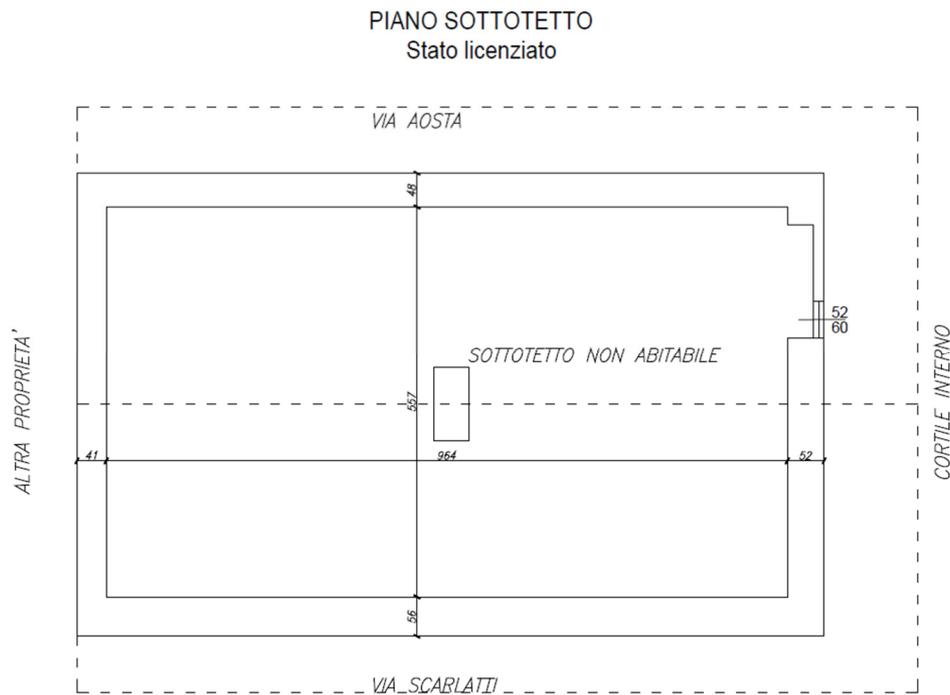


Figura 12: Pianta piano sottotetto stato di fatto

La scala esterna collega verticalmente tutti i piani. La struttura portante verticale è in muratura portante, realizzata con mattoni pieni e malta di calce, tipica delle costruzioni dell'epoca.

La struttura orizzontale è composta da solai interpiano: costituiti da putrelle in acciaio, pignatte in laterizio e getto di completamento in calcestruzzo (spessore  $\approx 4$  cm), configurando una struttura mista acciaio-laterizio.

Infine, la copertura realizzata a falde inclinate, simmetriche, presumibilmente realizzata in legno massiccio (essenza non nota), con caratteristiche meccaniche assimilabili a una classe C14, secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018). Il manto di copertura è in coppi di laterizio tradizionali.

L'edificio versa in uno stato di grave degrado strutturale e architettonico, non abitabile. Come visibile dalla documentazione fotografica:

- la facciata principale presenta intonaci distaccati, fessurazioni diffuse, infissi deteriorati e balconi instabili.



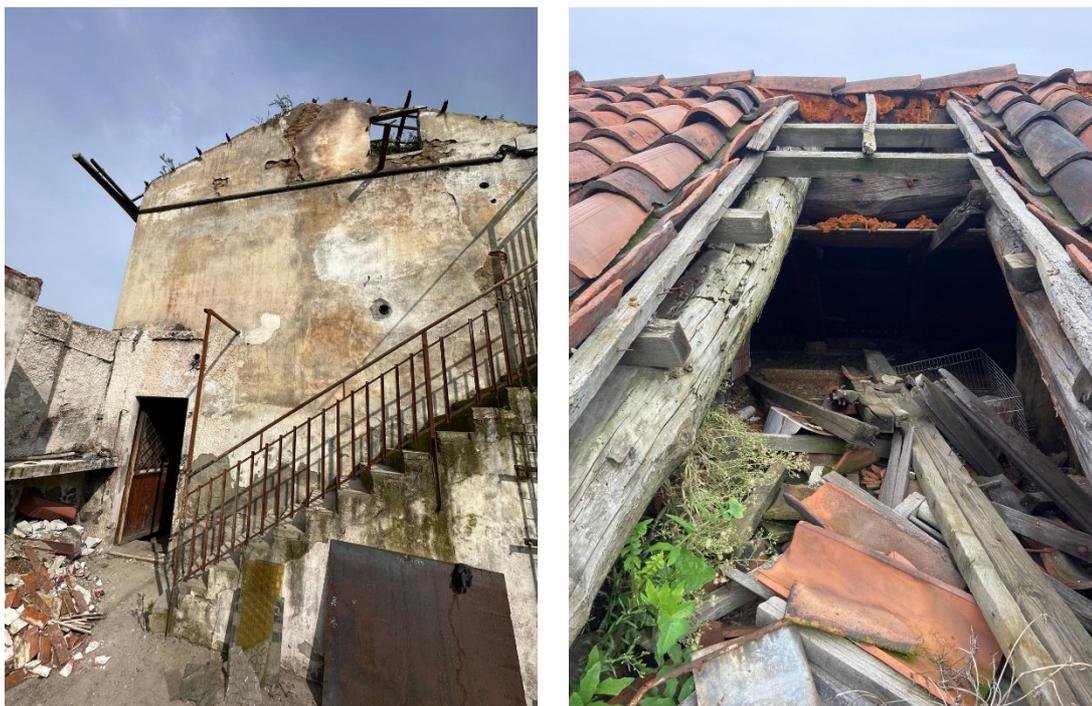
*Figura 13: Vista esterna del fabbricato*

- I solai interni risultano fortemente compromessi, a seguito delle diverse alluvioni ed altri eventi meteorologici a cui sono stati sottoposti.



*Figura 14-15: Stato di fatto interno del fabbricato*

- La copertura ha cedimenti visibili, con presenza di coppi mancanti o disallineati e infiltrazioni.



*Figura 16-17: Stato di fatto esterno e della copertura del fabbricato*

- L'intero edificio è transennato, con presenza di barriere di sicurezza e verbale di inagibilità emesso da Vigili del Fuoco e Carabinieri, a testimonianza del pericolo statico imminente.

### **5.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali**

Per la definizione delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti l'edificio, sono state eseguite indagini visive dirette, volte a valutare lo stato di conservazione, la tipologia delle murature e le tecniche costruttive impiegate.

A causa dell'impossibilità di eseguire prove sperimentali in situ (come martinetti piatti o prove soniche), e in considerazione dell'avanzato stato di degrado del fabbricato, si è deciso di adottare valori meccanici cautelativi e coerenti con le NTC 2018 e con le Linee Guida per la Valutazione della Sicurezza degli Edifici in Muratura Esistenti.

È stato quindi utilizzato un fattore di conoscenza  $FC = 1.35$ , corrispondente al Livello di Conoscenza LC1, in quanto le informazioni disponibili derivano esclusivamente da rilievo geometrico, analisi visiva dei materiali e verifica dello schema statico. La valutazione della sicurezza di edifici esistenti in muratura richiede, secondo quanto stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e dalle relative Linee Guida, la definizione di un adeguato livello di conoscenza (LC) dell'edificio, al fine di attribuire un fattore di confidenza (FC) ai valori meccanici dei materiali impiegati nei modelli di calcolo.

I livelli di conoscenza previsti sono tre:

<b>Livello di conoscenza</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Fattore di confidenza (FC)</b>
LC1 – limitato	Basato su rilievo geometrico e indagini visive. Nessuna prova sperimentale.	1.35
LC2 – adeguato	Comprende anche indagini in sito (es. martinetti piatti, endoscopie, etc.).	1.20
LC3 – esaustivo	Include prove estese su murature, solai e fondazioni, anche in laboratorio.	1.00

Nel caso dell'edificio di Via Aosta 119, il livello di conoscenza adottato è LC1, in quanto sono state eseguite esclusivamente indagini visive, senza l'ausilio di prove sperimentali. Per questo motivo, al fine di garantire un approccio cautelativo nella modellazione strutturale, è stato applicato un fattore di confidenza  $FC = 1.35$ , che comporta la riduzione dei parametri meccanici nominali del materiale in fase di verifica strutturale.

Tale approccio è pienamente coerente con la normativa vigente e rappresenta un punto di partenza per eventuali interventi di consolidamento, adeguamento o miglioramento sismico, qualora si procedesse con un progetto di riqualificazione dell'immobile.

- **Tabella riepilogativa delle caratteristiche meccaniche della muratura usate per la modellazione**

<b>Parametro</b>	<b>Valore</b>	<b>Unità di misura</b>	<b>Descrizione</b>
Modulo di Young (E)	14.000	daN/cm <sup>2</sup>	Rigidezza assiale della muratura
Modulo di Poisson ( $\nu$ )	0	-	Valore ipotetico, non determinato
Modulo di taglio (G)	5.000	daN/cm <sup>2</sup>	Rigidezza a taglio
Coeff. dilatazione termica	0	1/°C	Non considerata
Peso specifico	1.800	daN/m <sup>3</sup>	Peso proprio della muratura
Resistenza media a compressione ( $f_m$ )	26.0	daN/cm <sup>2</sup>	Valore medio muratura piena e malta di calce
Resistenza malta ( $f_{hm}$ )	13.0	daN/cm <sup>2</sup>	Resistenza media della malta
Taglio/scorrimento ( $\tau_0$ )	0.5	daN/cm <sup>2</sup>	Tensione media per scorrimento
Taglio/fessurazione ( $f_{r,0}$ )	1.3	daN/cm <sup>2</sup>	Tensione per tessitura irregolare
Resistenza a flessione ( $f_b$ )	33.0	daN/cm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione/flessione
Coeff. di sicurezza ( $\gamma_m$ )	2.00	-	Per casi statici, come da normativa
<b>Fattore di conoscenza (FC)</b>	<b>1.35</b>	-	Associato al Livello di Conoscenza LC1 (solo visivo)

## 5.4 Modellazione edificio esistente

Per la modellazione dell'edificio è stato utilizzato il software Dolmen CDM (Calcolo Dinamico e Modulare), sviluppato dalla CSPFea. Si tratta di un ambiente professionale per l'analisi strutturale, particolarmente indicato per la verifica di edifici esistenti in muratura e per la progettazione secondo le normative tecniche vigenti (NTC 2018 e Eurocodici).

○ **Caratteristiche principali del software:**

- Modularità: Dolmen si compone di moduli integrati che consentono di affrontare diverse tipologie di strutture (muratura, c.a., acciaio, legno, solai misti, fondazioni, ecc.).
- Analisi statiche e sismiche: è possibile eseguire analisi statiche lineari e non lineari, analisi pushover, modali e spettro di risposta, anche su modelli piani o tridimensionali.
- Murature esistenti: il modulo specifico CDM consente la modellazione delle murature portanti attraverso elementi finiti (maschi murari, fasce di piano, aperture, ecc.), tenendo conto delle verifiche locali (come i cinematismi) e globali.
- Librerie materiali: include banche dati aggiornate dei materiali storici (come mattoni pieni e malta di calce), con possibilità di inserire valori personalizzati e applicare i fattori di confidenza (FC).
- Verifiche normative: consente il confronto diretto con i parametri previsti dalle norme tecniche, applicando in automatico i coefficienti parziali di sicurezza.
- Report tecnico dettagliato: genera relazioni tecniche e tabelle riepilogative pronte per la documentazione di progetto e la validazione dell'analisi.

Grazie alla flessibilità del software e alla sua specificità per il recupero edilizio, Dolmen CDM è risultato particolarmente adatto per l'analisi dell'edificio di Via Aosta 119, consentendo una modellazione coerente con la realtà geometrica e materica della costruzione.

○ **Leggi, decreti e circolari**

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321)

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Circ. M. n. 11951 del 14/02/1974

Istruzioni per le applicazione della legge n. 1086.

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G.U. 21 marzo 1974 n. 76)

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche. Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

Norme Tecniche per le Costruzioni.

Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti (G.U.n.35 del 11-2-2019 - Suppl.Ord.n.5)

Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.

### NORME NAZIONALI

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella

UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo, prestazione produzione e conformità.

### NORME EUROPEE

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M. 17 gennaio 2018 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

EUROCODICI da 1 a 8, nella forma internazionale EN.

#### ○ **Criteri di progettazione e modellazione**

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. La struttura è modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidità elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico). Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso.

Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per il progetto.

Gli Stati Limite definiti al paragrafo 3.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018, indicati nella tabella 3.2.1 - probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato, sono:

- Stati Limite Ultimi SLV di salvaguardia della vita;
- Stati Limite di Esercizio SLD.

Quelli definiti al paragrafo 2.5.3, Stati Limite di Esercizio SLE sono definiti dalle combinazioni: rara, frequente e quasi permanente.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, etc.). I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste. Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare

direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa). Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

○ **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)**

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli Stati Limite Ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

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

dove:

**G1** Peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente;  
Forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);  
Forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

**G2** Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

**P** Azioni di pretensione e precompressione;

**Q** Azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente

diversi fra loro nel tempo;

di lunga durata: agisce con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un

tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale

della struttura;

**Q<sub>ki</sub>** Valore caratteristico dell'azione variabile i-esima.

$\gamma$  Coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del D.M. 17 gennaio 2018;

$\psi_{0i}$  Coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q<sub>k1</sub> nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E** Azione sismica per lo Stato Limite e per la classe di importanza in esame;
- G1** Peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G2** Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P** Azione di pretensione e precompressione;
- $\psi_{2i}$**  Coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili
- $Q_{ki}$**  Valore caratteristico dell'azione variabile i-esima.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono contenuti nella seguente tabella:

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

○ **Stato limite di danno (SLD)**

L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E** Azione sismica per lo Stato Limite e per la classe di importanza in esame;

- G1** Peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G2** Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P** Azione di pretensione e precompressione;
- $\psi_{2i}$**  Coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili
- $Q_{ki}$**  Valore caratteristico dell'azione variabile i-esima.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono contenuti nella tabella già riportata per lo SLV.

○ **Stati limite di esercizio (SLE)**

Per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

- $G_{kj}$**  Valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- $P_{kh}$**  Valore caratteristico della h-esima azione di pretensione o precompressione;
- $Q_{k1}$**  Valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{ki}$**  Valore caratteristico dell'azione variabile i-esima.
- $\psi_{0i}$**  Coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- $\psi_{1i}$**  Coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0.95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- $\psi_{2i}$**  Coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0i}$   $\psi_{1i}$   $\psi_{2i}$  sono contenuti nella tabella già riportata per lo SLV.

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di

carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base, dando con ciò origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc.), sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazione e fessurazione).

#### ○ **Analisi sulle strutture: Condizioni elementari di carico**

Le condizioni elementari di carico sono: peso proprio, carichi permanenti, carichi accidentali, coazioni e sisma. Il sisma di progetto corrisponde a quanto previsto dal D.M. 17 gennaio 2018. L'ampiezza dello spettro di risposta è ricavata dai dati ufficiali della micro-zonizzazione, come sopra già riportato.

In accordo con le sopraccitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali;
- carichi permanenti portati dalla struttura;
- carichi variabili;
- forze simulanti il sisma, ricavate tramite analisi statica semplificata o dinamica.

Le condizioni ed i casi di carico prese in conto nel calcolo sono specificate nei seguenti paragrafi.

### **5.5 Analisi dei carichi – Condizioni e casi di carico**

Le condizioni di carico riportate nei tabulati relativi alla verifica di ciascun elemento sono di seguito riassunte.

NUM	DESCRIZIONE
1	Peso proprio
2	Permanente
3	A:Var abitazione
4	Neve (<1000m slm)
5	Peso proprio fondazi
6	Autovett 001 (X)
7	Autovett 001 (Y)
8	Autovett 002 (X)
9	Autovett 002 (Y)
10	Autovett 004 (X)
11	Autovett 004 (Y)
12	Sisma X
13	Sisma Y
14	Torcente add. X
15	Torcente add. Y

Si riporta di seguito il dettaglio dei carichi inseriti in ciascuna condizione.

#### CARICHI NELLE CONDIZIONI

001) Peso proprio	[ Peso proprio ]
68 pesi propri aste	
5 carichi di solaio	
3 p.proprio=20+4	: globale -270.0 daN/m2
2 Pietra_balcone	: globale -250.0 daN/m2
002) Permanente	[ Permanente ]
4 carichi di solaio	
2 Massetto+_Paviment	: globale -200.0 daN/m2
2 Listelli-Tegole	: globale -50.0 daN/m2
003) A:Var abitazione	[ A:Var abitazione ]
3 carichi di solaio	
2 var.abitazione	: globale -200.0 daN/m2
1 var.scalebalconi	: globale -400.0 daN/m2

004) Neve (<1000m slm) [ Neve (<1000m slm) ]  
 2 carichi di solaio : proiez. -125.0 daN/m2  
 2 Neve

005) Peso proprio fondaz [ Peso proprio fondaz ]  
 18 pesi propri aste

I casi di carico riportati nei tabulati relativi alla verifica di ciascun elemento sono di seguito riassunti.

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE			CASI INS.		
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
1	SLU SENZA SISMA	SLU	somma	1	Peso proprio	1.300	+		
				2	Permanente	1.500	+		
				3	A:Var_abitazione	1.500	+		
				4	Neve (<1000m slm)	1.500	+		
				5	Peso proprio fondazi	1.300	+		
2	SISMAX SLU	NONUT	somma	6	Autovett_001 (X)	1.000	quad		
				8	Autovett_002 (X)	1.000	quad		
				10	Autovett_004 (X)	1.000	quad		
				14	Torcente_add_X	1.000	+/-		
3	SISMAY SLU	NONUT	somma	7	Autovett_001 (Y)	1.000	quad		
				9	Autovett_002 (Y)	1.000	quad		
				11	Autovett_004 (Y)	1.000	quad		
				15	Torcente_add_Y	1.000	+/-		
4	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma	1	Peso proprio	1.000	+	2	.200
				2	Permanente	1.000	+	3	.060
				3	A:Var_abitazione	.300	+		
				5	Peso proprio fondazi	1.000	+		
				5	Peso proprio	1.000	+	3	.200
5	SLU con SISMAY PRINC	SLU	somma	2	Permanente	1.000	+	2	.060
				3	A:Var_abitazione	.300	+		
				5	Peso proprio fondazi	1.000	+		
				1	Peso proprio	1.000	+	3	.200
				2	Permanente	1.000	+	2	.060
6	SLD con SISMAX PRINC	SLD	somma	1	Peso proprio	1.000	+	2	1.463
				2	Permanente	1.000	+	3	.439
				3	A:Var_abitazione	.300	+		
				5	Peso proprio fondazi	1.000	+		
				1	Peso proprio	1.000	+	3	1.463
7	SLD con SISMAY PRINC	SLD	somma	2	Permanente	1.000	+	2	.439
				3	A:Var_abitazione	.300	+		
				5	Peso proprio fondazi	1.000	+		
				1	Peso proprio	1.000	+	3	1.463
				2	Permanente	1.000	+	2	.439
8	Rara	RARA	somma	1	Peso proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	A:Var_abitazione	1.000	+		
				4	Neve (<1000m slm)	1.000	+		
				5	Peso proprio fondazi	1.000	+		
9	Frequente	FREQ	somma	1	Peso proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	A:Var_abitazione	.500	+		
				4	Neve (<1000m slm)	.200	+		
				5	Peso proprio fondazi	1.000	+		
10	Quasi Perm	QPERM	somma	1	Peso proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	A:Var_abitazione	.300	+		
				5	Peso proprio fondazi	1.000	+		
				1	Peso proprio	1.000	+		

### o Sistema di riferimento

L'immagine seguente mostra il sistema di riferimento locale della singola asta e la convenzione di segno positivo per le caratteristiche della sollecitazione. Le sollecitazioni riportate nelle figure seguenti prescindono dal sistema di riferimento globale del modello

3D e si riferano a quelli locali delle singole aste. Gli spostamenti, invece, sono espressi nel sistema di riferimento globale.

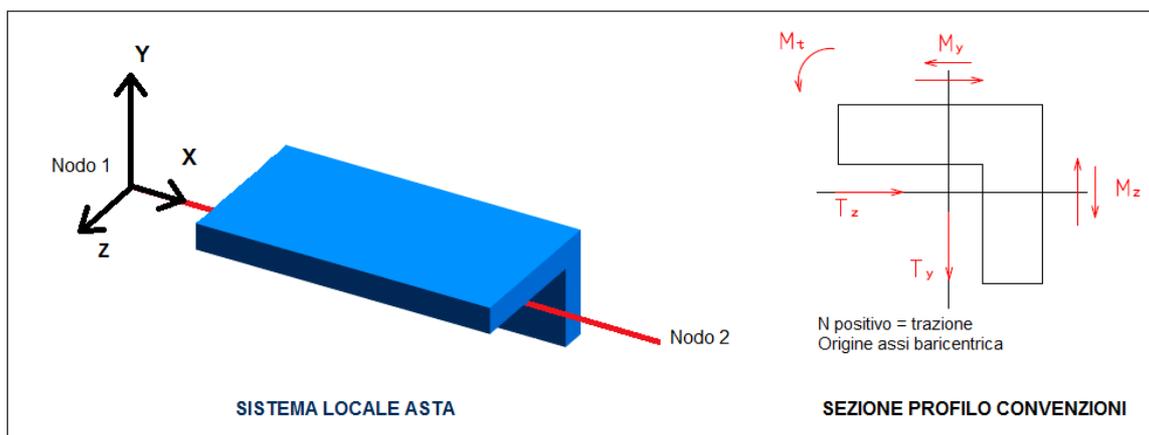


Figura 14: Sistema di riferimento programma di calcolo  
Fonte: CDM Dolmen

## 5.6 Modellazione sismica

### ○ Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità della struttura in cemento armato di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 17 gennaio 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- comportamento strutturale non dissipativo;
- comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- CD 'A' - Alta;
- CD 'B' - Bassa.

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata verificata come una struttura non dissipativa in quanto si è tenuto conto dell'assenza di dettagli costruttivi moderni.

### ○ **Valutazione dell'azione sismica**

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

In particolare, il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*c$  per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i quattro punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerati. Il sito su cui sorgerà l'opera ricade all'interno della zona sismica 3.

### ○ **Metodo di analisi**

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito con analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Come descritto nel D.M. 17 gennaio 2018 par. 7.3.3.1, l'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche.

Il numero di modi di vibrazione considerato ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare percentuali delle masse della struttura non inferiori all'85% della massa totale.

## Si riportano di seguito i valori dei parametri fondamentali per l'analisi dinamica

### PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale  
 Assi di vibrazione: X Y  
 Combinazione quadratica completa (CQC)

### DATI PROGETTO

Edificio sito in località TORINO ( long. 7.674100 lat. 45.070400 )

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.500$

Coeff. di amplificazione topografica  $ST = 1.000$

$S = 1.500$

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 1.0

Periodo di riferimento VR = 50.0

PVR : probabilita' di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 474

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

### Valori risultanti per :

ag 0.563 [g/10]

Fo 2.758

TC\* 0.270

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.731

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	307822.7
2.	1.000	27903.5
3.	0.300	8274.1

### \*\*\* TABELLA AUTOVETTORI \*\*\*

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE				
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5
n+6	n+7								
1	0.304196	2.349	80.988	0.000	0.402	0.015	0.003		
2	0.269356	75.204	3.149	0.000	0.022	0.004			
3	0.141838	3.594	0.402	0.000	0.019				
4	0.071197	9.380	0.491	0.000					
MASSA TOTALE		90.527	85.030	0.000					

### ○ **Combinazione delle componenti dell'azione sismica**

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale viene considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

### ○ **Eccentricità accidentali**

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva, sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a  $\pm 5\%$  della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

### ○ **Livelli rigidi**

Nella definizione del modello strutturale alcuni livelli sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano. In particolare, i piani rigidi generati nel modello tridimensionale sono i seguenti:

<b>Livello</b>	<b>Quota [cm]</b>	<b>Rigido</b>
Fondazione	-240	Sì
1	0	Sì
2	345	Sì
3	660	Sì

Si ricorda che la normativa consente di considerare un solaio come infinitamente rigido se rispettato il par. 7.2.6 D.M. 17 gennaio 2018, per orizzontamenti realizzati in cemento armato, latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità.

### ○ **Spettri di progetto per SLU e SLD**

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre ai parametri precedentemente richiamati (dipendenti dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura  $q$ .

Il Fattore di struttura  $q$  è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in pianta ed altezza.

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

**Fattore di struttura per sisma orizzontale ( $q$ )= 1.5**

$$T_B = 0.146 \text{ [s]}$$

$$T_C = 0.437 \text{ [s]}$$

$$T_D = 1.825 \text{ [s]}$$

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti spettri orizzontali:

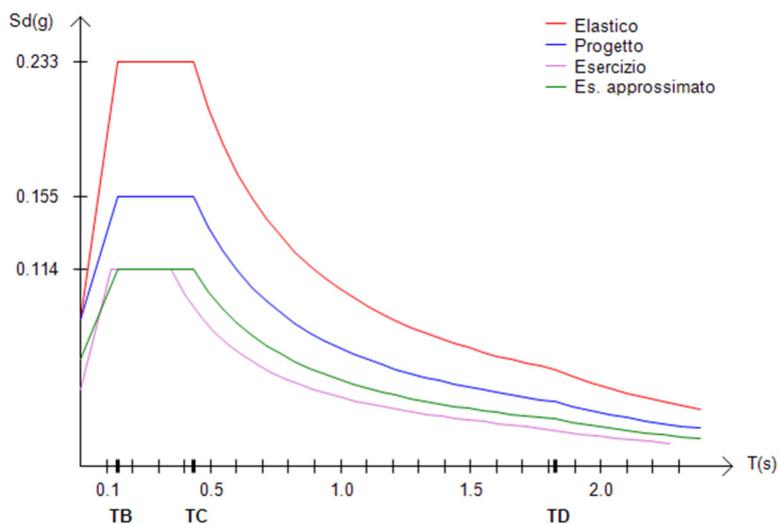


Figura 19: Spettri orizzontali per l'opera in oggetto.

**Fattore di struttura per sisma verticale ( $q$ )= 1.5**

$$T_B = 0.05 \text{ [s]}$$

$$T_C = 0.15 \text{ [s]}$$

$$T_D = 1 \text{ [s]}$$

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti spettri verticali:

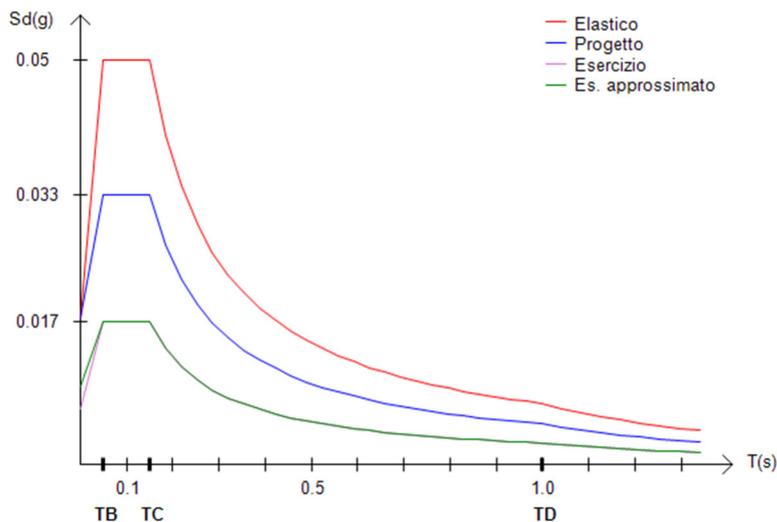


Figura 20: Spettri verticali per l'opera in oggetto.

## 5.7 Verifica preliminare ai carichi quasi permanenti

Prima di procedere con l'analisi sismica dell'edificio, è prassi consolidata eseguire una verifica strutturale ai carichi quasi permanenti, al fine di valutare se lo stato di fatto risulti staticamente compatibile con i carichi gravitazionali attuali.

Nel software Dolmen CDM, è possibile forzare il programma a effettuare la verifica degli elementi murari in una combinazione di esercizio, ad esempio la "Quasi Permanente", trattandola temporaneamente come combinazione allo Stato Limite Ultimo (SLU). Questo permette di ottenere una verifica qualitativa e quantitativa della struttura sotto carichi ordinari.

Il procedimento consiste in:

1. Selezionare il **caso di carico "Quasi Perm."** e modificarne temporaneamente il tipo in "SLU".
2. Lanciare la **verifica delle murature** considerando solo tale combinazione.
3. Visualizzare i risultati tramite il comando "Visualizza risultati", scegliendo la modalità **complessiva**.
4. Analizzare gli **stati di tensione nei maschi murari**, verificando la coerenza del modello.

Se la struttura risulta globalmente verificata, con solo lievi sforamenti locali, come nel nostro caso si può considerare che lo stato di fatto sia adeguato dal punto di vista statico. Eventuali piccole criticità possono essere accettate come effetti locali, dovuti ad assestamenti o approssimazioni conservative nei parametri meccanici.

Completata questa fase, si ripristina la classificazione originale del caso "Quasi Perm." e si procede con le successive verifiche sismiche.

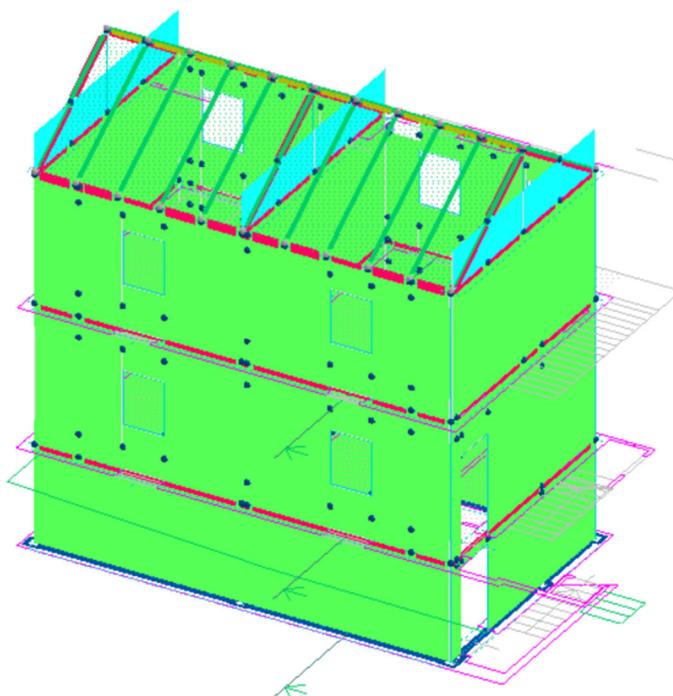


Figura 21: Verifica murature nel caso di carico Quasi Perm.

## 5.8 Determinazione dell'aliquota massima di azione sismica sostenibile

Una volta completata la modellazione e l'inserimento dei carichi statici e sismici secondo l'iter classico, l'edificio risulta inizialmente sollecitato al 100% dell'azione sismica di progetto. In questo stato, è necessario determinare la massima aliquota di sisma che la struttura è effettivamente in grado di sopportare, considerando il suo stato conservativo e le caratteristiche meccaniche reali dei materiali.

Si procede dunque con un approccio iterativo nel quale si riduce progressivamente l'intensità dell'azione sismica per individuare la percentuale massima sostenibile, operando direttamente sui coefficienti delle condizioni sismiche nei casi di carico SLU.

La procedura ha previsto la modifica dei coefficienti moltiplicativi delle componenti sismiche all'interno dei casi di carico SLU (SISMAX\_SLU e SISMAX\_SLU), riducendoli inizialmente rispettivamente a 0.10 e 0.03, corrispondenti al 10% dell'azione sismica di progetto.

Successivamente, sono state eseguite le verifiche delle murature portanti in corrispondenza di tale combinazione ridotta, integrando – ove necessario – la routine automatica di incremento dello svincolo a momento flettente ( $M_{zz}$ ) per simulare fenomeni di adattamento locale delle murature.

Dall'analisi è emerso che: la struttura risulta verificata esclusivamente per un'intensità sismica pari al 10% dell'azione sismica di progetto, ovvero per un'aliquota sismica molto contenuta, al di sopra della quale numerosi elementi murari evidenziano fenomeni di non verifica.

Ne consegue che l'edificio, nello stato attuale di conservazione e con i parametri meccanici adottati ( $FC = 1.35$ , livello di conoscenza LC1), presenta una capacità sismica fortemente limitata, e che il relativo indice di vulnerabilità sismica in accelerazione può essere espresso come:

IV=0.10

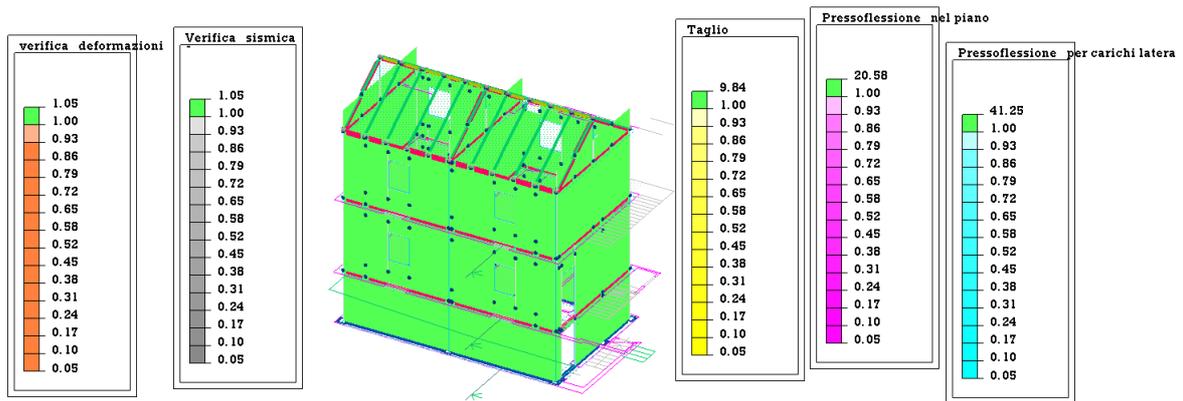


Figura 22: Verifica murature 10% dell'azione sismica

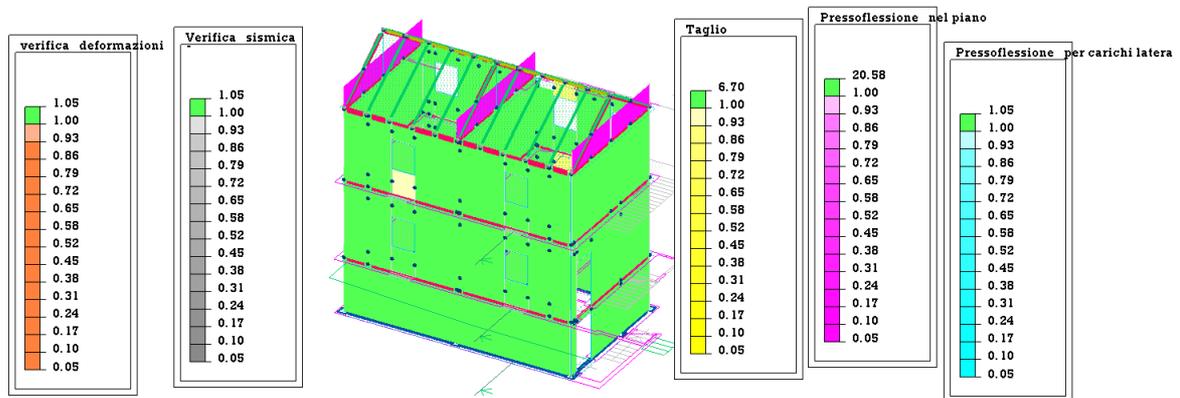
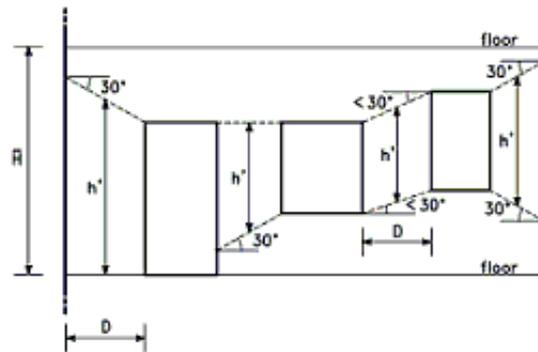


Figura 23: Verifica murature 20% dell'azione sismica

○ **Criteri di schematizzazione**

La struttura è stata modellata secondo lo schema cosiddetto a 'telaio equivalente'. Il metodo utilizzato mira alla valutazione della risposta globale degli edifici in cui il meccanismo resistente è governato dalla risposta nel piano delle pareti. Le pareti murarie sono state idealizzate mediante un telaio equivalente costituito da elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale), elementi nodo. Gli elementi maschio e gli elementi fascia vengono modellati come elementi di telaio ('beam-column') deformabili assialmente e a taglio. Se si suppone che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, è possibile modellarli numericamente introducendo opportuni bracci rigidi (offsets) alle estremità degli elementi maschio e fascia. Si suppone che un elemento maschio sia costituito da una parte deformabile con resistenza finita, e di due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento. L'altezza della parte deformabile o <altezza efficace> del maschio viene definita secondo quanto proposto da Dolce in 'Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti', nel corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza, 1989, per tenere conto in modo approssimato della deformabilità della

muratura nelle zone di nodo.



$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} D (\bar{H} - h') / h' \quad \bar{H} = \text{altezza interpiano}$$

- Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989).

Figura 24: Schematizzazione maschi murari  
Fonte: CDM Dolmen

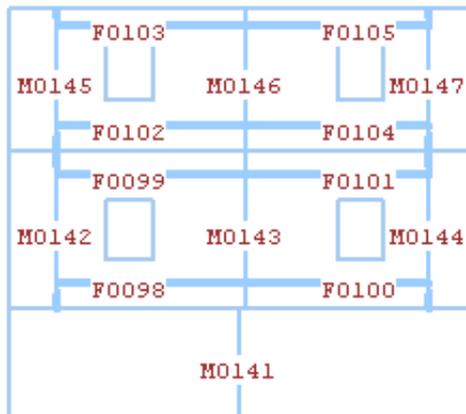
## ○ Verifiche maschi murari

CASI UTILIZZATI PER LA VERIFICA DELLE MURATURE

- 4 -- SLU con SISMAX PRINC
- 5 -- SLU con SISMAX PRINC

E' stata effettuata un redistribuzione del taglio fra pannelli appartenenti ad uno stesso piano di una parete, in accordo con le condizioni previste al punto 7.8.1.5.2 delle NTC2018

-----  
PARETE 1 - da ( 5600.68 , 313.32 ) a ( 6606.93 , 313.32 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici			Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M0141	04 01	1006.2	60.0	220.0	26081	1.1	4	0.6
M0142	04 01	213.5	50.0	325.0	6629	1.6	4	0.8
M0143	04 01	401.0	50.0	325.0	12451	1.6	4	0.8
M0144	04 01	191.7	50.0	325.0	5952	1.6	4	0.8
M0145	04 01	213.5	50.0	295.0	6053	1.5	4	0.7

M0146	04	01		401.0	50.0	295.0	11368	1.5		4	0.7	
M0147	04	01		191.7	50.0	295.0	5435	1.5		4	0.7	

Pressoflessione nel piano

caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0141	4	85266	+0.00	85266	86697	359649
M0142	4	2612	+0.00	2612	18194	15378
M0143	4	5394	+0.00	5394	45574	66001
M0144	4	1425	+0.00	1425	14808	11514
M0145	4	1152	+0.00	1152	7556	7369
M0146	4	3329	+0.00	3329	17232	30922
M0147	4	1215	+0.00	1215	8705	7418

Taglio nel piano

caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0141	4	86697	83985	1.00	5752	+0.00	5752	41655
M0142	4	14772	756	0.67	1040	+0.00	1040	4835
M0143	4	34490	382	1.00	1501	+0.00	1501	14763
M0144	4	14808	1425	0.67	857	+0.00	857	4547
M0145	4	4350	594	0.72	1046	+0.00	1046	3371
M0146	4	8186	635	1.00	690	+0.00	690	8753
M0147	4	5826	370	0.67	930	+0.00	930	3169

Sismica fuori piano

Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0141	0.00982	85	23	4	96478	23292
M0142	0.01317	29	12	4	16483	3343
M0143	0.01317	55	22	5	38776	7404
M0144	0.01317	26	11	5	16344	3235
M0145	0.01695	34	13	5	5953	1387
M0146	0.01695	64	24	4	12201	2823
M0147	0.01695	31	11	5	7266	1648

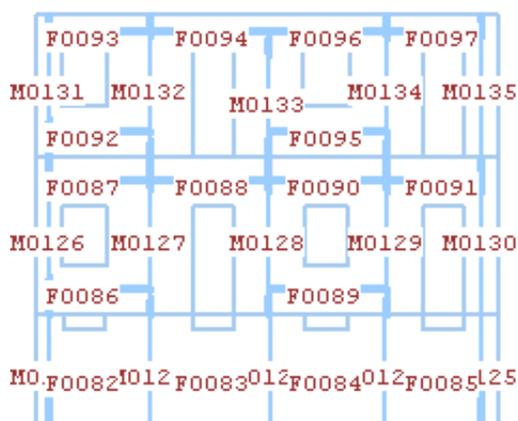
Verifica deformazioni

caso	sest.	drift	Limite	
M0141	4	11	0.0	8.8
M0142	4	4	0.0	13.0
M0143	4	4	0.0	13.0
M0144	4	4	0.0	13.0
M0145	4	3	0.0	11.8
M0146	4	3	0.0	11.8
M0147	4	3	0.0	11.8

VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res	mat.	res.	caso	Pressoflessione	Taglio							
				Md	Mrd	Vd	Vrd					
F0098		04	01		5	124	1080		4	0	1528	[-]
F0099		04	01		5	118	984		4	0	1458	[-]
F0100		04	01		4	13	1080		4	644	1528	[-]
F0101		04	01		4	260	984		4	773	1458	[-]
F0102		04	01		4	234	1080		4	982	1528	[-]
F0103		04	01		4	60	502		4	319	781	[-]
F0104		04	01		4	298	1080		4	677	1528	[-]
F0105		04	01		5	56	502		4	515	781	[-]

-----  
PARETE 2 - da ( 5600.68 , 916.16 ) a ( 6606.93 , 916.16 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

	Car.mecc/res			Dati geometrici			W	Ecc. e2		
	mat.	res.	hsez	t	h0	e1		caso	e2	
M0121	04	01	62.0	60.0	220.0	1607	1.1	4	0.6	
M0122	04	01	191.0	60.0	220.0	4951	1.1	4	0.6	
M0123	04	01	154.0	60.0	220.0	3992	1.1	4	0.6	
M0124	04	01	164.0	60.0	220.0	4251	1.1	4	0.6	
M0125	04	01	75.2	60.0	220.0	1949	1.1	4	0.6	
M0126	04	01	56.5	50.0	325.0	1754	1.6	4	0.8	
M0127	04	01	186.5	50.0	325.0	5791	1.6	4	0.8	
M0128	04	01	149.5	50.0	325.0	4642	1.6	4	0.8	
M0129	04	01	161.5	50.0	325.0	5015	1.6	4	0.8	
M0130	04	01	75.2	50.0	325.0	2335	1.6	4	0.8	
M0131	04	01	56.5	50.0	295.0	1602	1.5	4	0.7	
M0132	04	01	186.0	50.0	295.0	5273	1.5	4	0.7	
M0134	04	01	159.0	50.0	295.0	4508	1.5	4	0.7	
M0135	04	01	75.2	50.0	295.0	2132	1.5	4	0.7	
M0133	04	01	149.0	50.0	295.0	4224	1.5	4	0.7	

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0121	433	+0.00	433	8111	1845	
M0122	2556	+0.00	2556	31273	19909	
M0123	1254	+0.00	1254	17794	10478	
M0124	1209	+0.00	1209	26475	14573	
M0125	212	+0.00	212	11590	2990	
M0126	194	+0.00	194	6200	1282	
M0127	641	+0.00	641	19717	13636	
M0128	1102	+0.00	1102	14045	8089	
M0129	743	+0.00	743	14405	9097	
M0130	677	+0.00	677	5302	1650	
M0131	159	+0.00	159	3196	778	
M0132	173	+0.00	173	4654	4063	
M0134	292	+0.00	292	3808	2850	
M0135	688	+0.00	688	3626	1203	
M0133	467	+0.00	467	5583	3778	

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0121	7546	228	0.67	783	+0.00	783	1985
M0122	29185	393	0.87	2137	+0.00	2137	8813
M0123	16110	439	0.70	1675	+0.00	1675	4846
M0124	24682	4	0.75	1201	+0.00	1201	6453
M0125	10905	83	0.67	348	+0.00	348	2602
M0126	6200	194	0.67	198	+0.00	198	1561
M0127	16727	548	0.67	391	+0.00	391	4716
M0128	14045	1089	0.67	1056	+0.00	1056	3857
M0129	14405	743	0.67	786	+0.00	786	4074
M0130	5302	677	0.67	547	+0.00	547	1716
M0131	2347	121	0.67	168	+0.00	168	1045
M0132	4654	143	0.67	61	+0.00	61	2883
M0134	3808	292	0.67	361	+0.00	361	2430

M0135	4	1983	275	0.67	397	+0.00	397	1185
M0133	4	5583	363	0.67	675	+0.00	675	2653

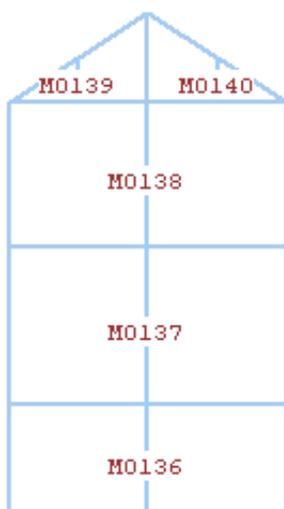
Sismica fuori piano								
	Sa	Fa	My	caso	Nd		Mrd	
M0121	0.00982	5	1	4	7772		1736	
M0122	0.00982	16	4	4	30925		6219	
M0123	0.00982	13	4	4	17513		4037	
M0124	0.00982	14	4	5	26176		5301	
M0125	0.00982	6	2	5	11179		2339	
M0126	0.01317	8	3	4	6653		1185	
M0127	0.01317	25	10	4	18720		3532	
M0128	0.01317	20	8	4	15643		2911	
M0129	0.01317	22	9	4	16131		3049	
M0130	0.01317	10	4	4	6044		1214	
M0131	0.01695	9	3	4	2772		610	
M0132	0.01695	30	11	4	6516		1490	
M0134	0.01695	25	9	4	5002		1154	
M0135	0.01695	12	4	4	2687		613	
M0133	0.01695	24	9	4	6626		1477	

Verifica deformazioni				
	caso	sest.	drift	Limite
M0121	4	12	0.0	8.8
M0122	4	12	0.0	8.8
M0123	4	12	0.0	8.8
M0124	4	12	0.0	8.8
M0125	4	12	0.0	8.8
M0126	4	3	0.0	13.0
M0127	4	3	0.0	13.0
M0128	4	3	0.0	13.0
M0129	4	3	0.0	13.0
M0130	4	3	0.0	13.0
M0131	4	3	0.0	11.8
M0132	4	3	0.0	11.8
M0134	4	3	0.0	11.8
M0135	4	3	0.0	11.8
M0133	4	3	0.0	11.8

VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res	Pressoflessione				Taglio			
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	Vd	Vrd	
F0082	04	01	5	230	4725	5	0	3500 [-]
F0083	04	01	4	143	4725	4	759	3500 [-]
F0084	04	01	4	574	4725	4	948	3500 [-]
F0085	04	01	5	230	4725	5	0	3500 [-]
F0086	04	01	4	125	1080	4	0	1528 [-]
F0087	04	01	4	119	984	4	0	1458 [-]
F0088	04	01	4	95	984	4	0	1458 [-]
F0089	04	01	4	103	1080	4	1492	1528 [-]
F0090	04	01	4	146	984	4	1070	1458 [-]
F0091	04	01	4	96	984	4	0	1458 [-]
F0092	04	01	5	125	1080	5	0	1528 [-]
F0093	04	01	5	85	502	4	0	776 [-]
F0094	04	01	5	68	502	4	0	868 [-]
F0095	04	01	4	115	1080	4	801	1528 [-]
F0096	04	01	4	36	502	4	575	782 [-]
F0097	04	01	5	68	502	4	0	868 [-]

-----  
PARETE 3 - da ( 5600.68 , 313.32 ) a ( 5600.68 , 916.16 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2		
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M0136	04	01	602.8	50.0	220.0	13020	1.1	4	0.6
M0137	04	01	602.8	50.0	325.0	18717	1.6	4	0.8
M0138	04	01	602.8	40.0	295.0	13672	1.5	4	0.7
M0139	04	01	301.4	40.0	80.0	2170	0.4	4	0.2
M0140	04	01	301.4	40.0	80.0	2170	0.4	4	0.2

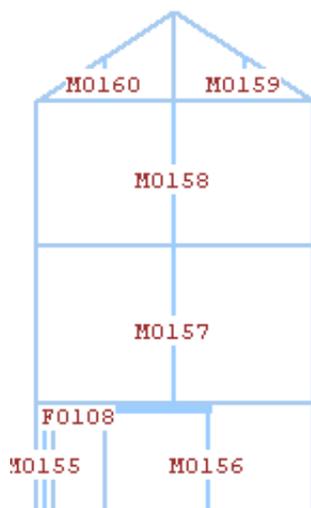
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0136	4	47448	+0.00	47448	68570	149227
M0137	5	9454	+0.00	9454	42151	105336
M0138	5	3673	+0.00	3673	20337	54980
M0139	4	0	+0.00	0	0	0
M0140	4	0	+0.00	0	0	0

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0136	5	68570	42339	1.00	3453	+0.00	3453	24670
M0137	5	25773	2331	1.00	2363	+0.00	2363	16908
M0138	5	8374	1458	1.00	1837	+0.00	1837	10047
M0139	4	0	0	1.00	0	+0.00	0	0
M0140	4	0	0	1.00	0	+0.00	0	0

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0136	0.00982	43	12	4	73453	12896
M0137	0.01317	82	33	5	32792	7108
M0138	0.01695	77	28	4	13501	2516
M0139	0.01933	14	1	5	387	77
M0140	0.01933	14	1	4	360	72

Verifica deformazioni				
caso	sest.	drift	Limite	
M0136	5	11	0.0	8.8
M0137	5	11	0.0	13.0
M0138	5	11	0.0	11.8
M0139	5	11	0.0	3.2
M0140	5	11	0.0	3.2

-----  
 PARETE 4 - da ( 6100.93 , 313.32 ) a ( 6100.93 , 916.16 )



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici			Ecc. e2		
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M0155	04 01	41.0	60.0	220.0	1063	1.1	4	0.6
M0156	04 01	451.3	60.0	220.0	11698	1.1	4	0.6
M0157	04 01	602.8	60.0	325.0	22460	1.6	4	0.8
M0158	04 01	602.8	50.0	295.0	17089	1.5	4	0.7
M0159	04 01	301.4	50.0	80.0	2713	0.4	4	0.2
M0160	04 01	301.4	50.0	80.0	2713	0.4	4	0.2

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0155	5	78	+0.00	78	3843	637
M0156	5	10579	+0.00	10579	71346	109168
M0157	5	14975	+0.00	14975	29082	79043
M0158	5	8090	+0.00	8090	24671	66922
M0159	4	0	+0.00	0	0	0
M0160	4	0	+0.00	0	0	0

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0155	5	3843	78	0.67	74	+0.00	74	1173
M0156	5	61750	6717	1.00	2020	+0.00	2020	22186
M0157	5	29082	14974	1.00	3393	+0.00	3393	19827
M0158	5	9718	1842	1.00	3603	+0.00	3603	12307
M0159	4	0	0	1.00	0	+0.00	0	0
M0160	4	0	0	1.00	0	+0.00	0	0

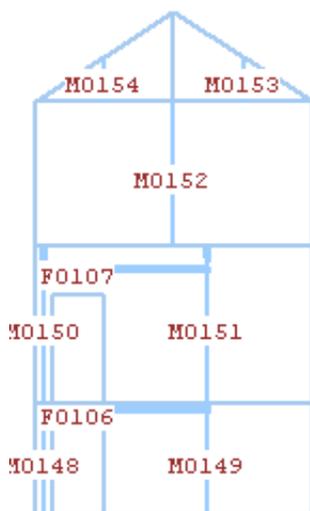
Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0155	0.00982	3	1	5	4217	1000
M0156	0.00982	38	11	4	65862	13887
M0157	0.01317	99	40	4	37505	9826
M0158	0.01695	97	36	4	16126	3768
M0159	0.01933	17	2	4	516	128
M0160	0.01933	17	2	5	473	118

Verifica deformazioni				
caso	sest.	drift	Limite	
M0155	5	14	0.0	8.8
M0156	5	14	0.0	8.8
M0157	5	12	0.0	13.0
M0158	5	12	0.0	11.8
M0159	5	12	0.0	3.2
M0160	5	12	0.0	3.2

VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res	mat. res.	caso	Pressoflessione	Md	Mrd	caso	Taglio	Vd	Vrd
F0108	04 01	5		49	96	5		0	333 [-]

PARETE 5 - da ( 6606.93 , 313.32 ) a ( 6606.93 , 916.16 )



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res	mat. res.	hsez	Dati geometrici		W	Ecc. e2	
			t	h0		e1	e2
M0148	04 01	41.0	50.0	220.0	886	1.1	0.6
M0149	04 01	451.6	50.0	220.0	9755	1.1	0.6
M0150	04 01	41.0	50.0	325.0	1273	1.6	0.8
M0151	04 01	451.6	50.0	325.0	14022	1.6	0.8
M0152	04 01	602.8	50.0	295.0	17089	1.5	0.7
M0153	04 01	301.4	50.0	80.0	2713	0.4	0.2
M0154	04 01	301.4	50.0	80.0	2713	0.4	0.2

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0148	5	65	+0.00	65	9733	838
M0149	5	17353	+0.00	17353	52905	85264
M0150	5	146	+0.00	146	3938	618
M0151	5	6827	+0.00	6827	31800	59450
M0152	5	6921	+0.00	6921	9630	27892
M0153	4	0	+0.00	0	0	0
M0154	4	0	+0.00	0	0	0

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0148	5	9733	65	0.67	51	+0.00	51	1615
M0149	5	44903	9248	1.00	3946	+0.00	3946	17524
M0150	5	2994	100	0.67	97	+0.00	97	950
M0151	5	31800	6576	1.00	1814	+0.00	1814	15453
M0152	5	9630	3838	1.00	2025	+0.00	2025	12277
M0153	4	0	0	1.00	0	+0.00	0	0
M0154	4	0	0	1.00	0	+0.00	0	0

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0148	0.00982	3	1	4	10044	1008

M0149	0.00982	32	9	5	48333	8923	
M0150	0.01317	6	2	5	3399	678	
M0151	0.01317	62	25	5	36258	7286	
M0152	0.01695	97	36	5	16039	3749	
M0153	0.01933	17	2	4	537	134	
M0154	0.01933	17	2	5	434	108	

Verifica deformazioni

	caso	sest.	drift	Limite
M0148	5	12	0.0	8.8
M0149	5	12	0.0	8.8
M0150	5	12	0.0	13.0
M0151	5	12	0.0	13.0
M0152	5	12	0.0	11.8
M0153	5	12	0.0	3.2
M0154	5	12	0.0	3.2

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Car.mecc/res			Pressoflessione			Taglio	
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd
F0106	04	01	4	2	80	5	201	278 [-]
F0107	04	01	5	158	984	5	285	1389 [-]

## 6. Progetto di adeguamento sismico

Il progetto di adeguamento sismico analizzato in questa sezione prevede un intervento radicale, ma pienamente conforme ai requisiti normativi vigenti, che consiste nella demolizione del fabbricato esistente e nella sua ricostruzione integrale, seguendo i criteri prescritti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e dalla Circolare esplicativa n. 7/2019.

L'adeguamento sismico ha come obiettivo il raggiungimento dei livelli di sicurezza richiesti per le nuove costruzioni, garantendo una risposta strutturale adeguata nei confronti delle azioni sismiche attese per il sito di costruzione, secondo i principi della progettazione agli stati limite. La ricostruzione consente di superare tutte le criticità morfologiche, tecnologiche e strutturali proprie dell'edificio originario, permettendo di realizzare una struttura che presenti regolarità in pianta e in elevazione, corretta distribuzione delle masse, continuità dei percorsi resistenti e un comportamento globale prevedibile e dissipativo.

Il nuovo fabbricato sarà progettato per assicurare il rispetto di tutte le verifiche previste per gli Stati Limite Ultimi (SLU) e gli Stati Limite di Esercizio (SLE), attraverso l'adozione di dettagli costruttivi adeguati, materiali certificati e l'applicazione dei criteri di progettazione in capacità, indispensabili per prevenire meccanismi di collasso non duttili. Particolare attenzione sarà riservata anche alla progettazione delle fondazioni, alla continuità tra struttura verticale e orizzontale, e all'interazione con il terreno, in modo da garantire un comportamento sismico coerente e controllabile.

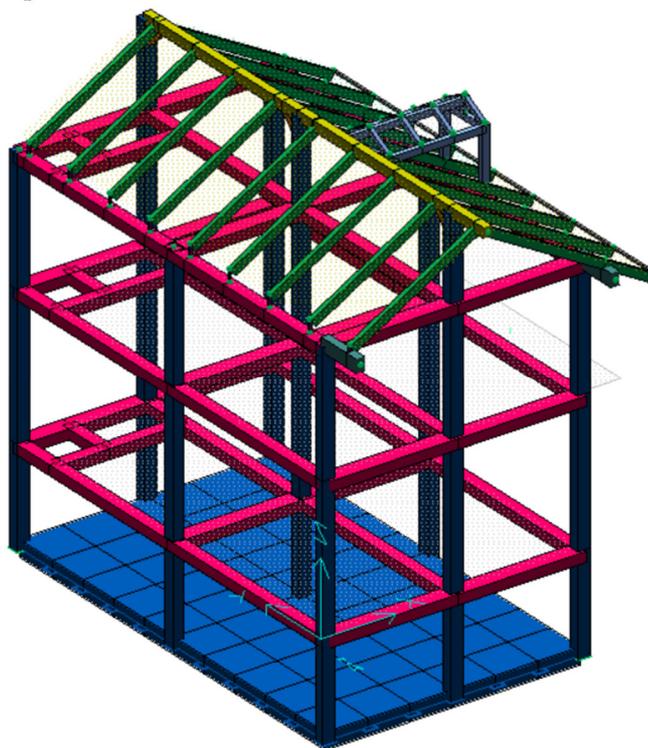
L'intervento di demolizione e ricostruzione rappresenta dunque una soluzione strutturalmente efficiente, progettualmente libera e conforme alle più recenti disposizioni tecniche, offrendo un livello di sicurezza ottimale in termini di comportamento dinamico, durabilità e manutenzione nel tempo.

La proposta progettuale prevede la demolizione totale e controllata del fabbricato esistente, da eseguirsi nel rispetto di tutte le normative tecniche e delle prescrizioni locali, con particolare attenzione alla vicinanza con i fabbricati adiacenti, trattandosi di una struttura in aderenza. L'intervento richiederà una pianificazione accurata delle opere provvisorie e di protezione, nonché il coordinamento delle attività con i professionisti incaricati (strutturisti, geometri, responsabili della sicurezza) al fine di garantire la salvaguardia degli immobili contigui durante tutte le fasi di cantiere, dalla demolizione alle operazioni di scavo e ricostruzione.

Le opere di fondazione prevedranno la realizzazione di una platea di fondazione, che, pur risultando più onerosa in termini di materiali impiegati (calcestruzzo e acciaio), offre una maggiore velocità di esecuzione, oltre a garantire una distribuzione uniforme dei carichi e un miglior comportamento complessivo dell'edificio nei confronti delle sollecitazioni sismiche e delle condizioni di appoggio.

La nuova costruzione sarà progettata con una struttura portante in cemento armato, conforme agli standard della normativa antisismica vigente, e sarà dotata di solai in laterocemento, capaci di assicurare adeguata rigidezza orizzontale e corretta ripartizione dei carichi. La copertura sarà realizzata in legno, con struttura primaria in travi lamellari, sia per motivi estetici e di integrazione nel contesto urbanistico locale, sia per ragioni di leggerezza strutturale. Come previsto dal vigente regolamento edilizio comunale, il nuovo edificio manterrà la stessa volumetria del fabbricato originario, garantendo la continuità urbanistica e il rispetto delle norme di sagoma e distanza.

## ○ Modellazione post-intervento



*Figura 25: Modellazione 3D nuovo fabbricato*

La nuova costruzione proposta a seguito della demolizione controllata del fabbricato esistente è stata progettata nel pieno rispetto dei criteri strutturali e sismici previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e dalla Circolare esplicativa n. 7/2019, adottando soluzioni conformi sia dal punto di vista della sicurezza statica che dell'efficienza esecutiva.

La struttura si articola in quattro livelli complessivi, di cui un piano interrato adibito a cantina, un piano terra e un piano primo ad uso abitativo, oltre a un piano sottotetto destinato a locale accessorio, non abitabile. Il sistema fondazionale adottato consiste in una platea di fondazione in calcestruzzo armato di spessore 40 cm, armata con ferri longitudinali  $\varnothing 14$  mm superiori e inferiori disposti con passo 20 cm, e ferri verticali  $\varnothing 10$  mm per la connessione tra platea e pilastri. Questa soluzione è stata scelta per la sua efficacia nella distribuzione uniforme dei carichi al suolo e per la sua rapidità esecutiva, pur comportando un impiego maggiore di materiale.

Il sistema strutturale verticale è composto da 9 pilastri in cemento armato aventi sezione  $30 \times 25$  cm, disposti in pianta secondo una geometria regolare, al fine di garantire un comportamento simmetrico e una buona regolarità sia in pianta che in elevazione. Gli elementi orizzontali sono costituiti da solai in laterocemento 20+5, con funzione di diaframmi rigidi ai fini della trasmissione delle forze orizzontali. Le travi principali e secondarie sono realizzate in cemento armato con due differenti sezioni:  $40 \times 25$  cm per le principali e  $30 \times 25$  cm per quelle secondarie, in modo da ottimizzare il comportamento resistente in funzione delle luci e dei carichi gravanti.

Per la realizzazione della nuova copertura si è scelto di impiegare legno lamellare di classe GL24h, una soluzione ampiamente utilizzata nelle costruzioni moderne grazie alle sue elevate prestazioni meccaniche, alla leggerezza e alla stabilità dimensionale. Il legno lamellare è ottenuto mediante incollaggio di lamelle di legno di conifera orientate parallelamente alla fibratura, e offre una resistenza meccanica superiore rispetto al legno

massiccio, oltre a una migliore omogeneità del comportamento strutturale. Tali caratteristiche lo rendono particolarmente adatto per la realizzazione di coperture a falda, travi principali, puntoni e abbaini, come nel caso specifico di questo progetto.

La trave di colmo ha sezione  $20 \times 24$  cm, i puntoni sono dimensionati  $12 \times 20$  cm, mentre la banchina alla base del tetto presenta una sezione di  $20 \times 32$  cm, atta a garantire l'assorbimento delle spinte orizzontali. È inoltre presente un abbaino progettato con travi in legno lamellare  $10 \times 12$  cm, opportunamente ancorate alla struttura principale del tetto.

Il progetto tiene conto della necessità di assicurare la continuità dei percorsi resistenti, la gerarchia delle resistenze tra elementi duttili e fragili, e il rispetto di tutte le verifiche previste per gli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE). Particolare attenzione è stata riservata anche al comportamento dinamico dell'intera struttura, alla distribuzione regolare delle masse e all'interazione tra struttura e fondazione.

In fase progettuale, è stata inoltre presa in considerazione la problematica della distanza tra costruzioni contigue, come definita al § 7.2.1 delle NTC 2018. Tale paragrafo stabilisce che la distanza tra edifici adiacenti debba essere sufficiente ad evitare fenomeni di martellamento in caso di sisma e non possa essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi attesi allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), calcolati per ciascuna costruzione. Qualora non sia possibile eseguire un'analisi dettagliata sugli edifici adiacenti, è ammesso assumere uno spostamento massimo pari a 1/100 dell'altezza dell'edificio moltiplicato per il parametro  $agS/g$ , come semplificazione cautelativa. Nel caso specifico, non essendo disponibili informazioni certe in merito alla coincidenza dei piani tra l'edificio in progetto e quello confinante, si è scelto di inserire almeno un giunto sismico per ciascun livello. Questa scelta cautelativa garantisce il rispetto delle condizioni minime di sicurezza richieste, prevenendo il rischio di impatti tra strutture durante l'evento sismico e assicurando la corretta autonomia deformativa del nuovo edificio. Tale accorgimento si colloca all'interno di una più ampia strategia progettuale volta a garantire regolarità in elevazione, continuità dei percorsi resistenti e piena compatibilità sismica.

In definitiva, la configurazione proposta garantisce un'elevata sicurezza strutturale, un comportamento sismicamente regolare, e una qualità esecutiva compatibile con i vincoli urbanistici e con il contesto edilizio esistente.

## 6.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

### ○ Calcestruzzo

Per la classe di calcestruzzo impiegata per le membrature in elevazione, C25/30 sono riportati i valori di:

- $R_{ck} = 300$  Resistenza cubica caratteristica del materiale [daN/cm<sup>2</sup>]
- $f_{ck} = 249$  Resistenza cilindrica caratteristica del materiale [daN/cm<sup>2</sup>]
- $\epsilon_{c2} = 0.002$  Inizio del tratto a tensione costante della legge costitutiva
- $\epsilon_{cu} = 0.0035$  Deformazione ultima del calcestruzzo
- $\gamma_c = 1.5$  Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU del materiale
- $\alpha_{cc} = 0.85$  Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
- $f_{cd} = 141.1$  Resistenza cilindrica di progetto del materiale [daN/cm<sup>2</sup>]
- $E_{cm} = 314472$  Modulo elastico medio a compressione [daN/cm<sup>2</sup>]

Classificazione secondo la norma UNI-EN 206-1:

- Classe di abbassamento al cono (slump) S3
- Dimensione massima dell'inerte (mm) 25
- Classe di esposizione XC4

Per la classe di calcestruzzo impiegata per le fondazioni, C25/30 sono riportati i valori di:

- $R_{ck} = 300$  Resistenza cubica caratteristica del materiale [daN/cm<sup>2</sup>]
- $f_{ck} = 249$  Resistenza cilindrica caratteristica del materiale [daN/cm<sup>2</sup>]

Classificazione secondo la norma UNI-EN 206-1:

- Classe di abbassamento al cono (slump) S4
- Dimensione massima dell'inerte (mm) 25
- Classe di esposizione XC2

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018. In particolare, viene utilizzato il diagramma parabola-rettangolo riportato in figura.

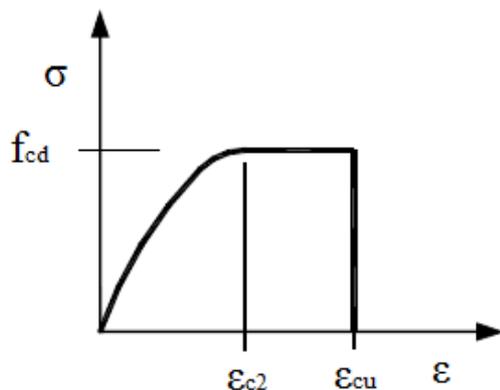


Figura 26: Legge costitutiva adottata per il calcestruzzo (parabola-rettangolo).

#### ○ Acciaio per cemento armato

Per l'acciaio utilizzato, di tipo B450C, sono riportati i valori di:

- $f_{yk} = 4500$  Tensione caratteristica di snervamento [daN/cm<sup>2</sup>]
- $f_{tk} = 5175$  Tensione caratteristica di rottura [daN/cm<sup>2</sup>]
- $\epsilon_{uk} = 0.075$  Deformazione ultima caratteristica
- $\gamma_s = 1.15$  Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU del materiale
- $f_{yd} = 3913.04$  Tensione di progetto di snervamento [daN/cm<sup>2</sup>]
- $E_s = 2100000$  Modulo elastico [daN/cm<sup>2</sup>]
- $\epsilon_{ud} = 0.0675$  Deformazione ultima di progetto
- $\epsilon_{yd} = 0.0019$  Deformazione di snervamento di progetto

- $n = 15$  Coefficiente di omogeneizzazione

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 17 gennaio 2018. In particolare, viene utilizzato il modello bilineare incrudente riportato in figura.

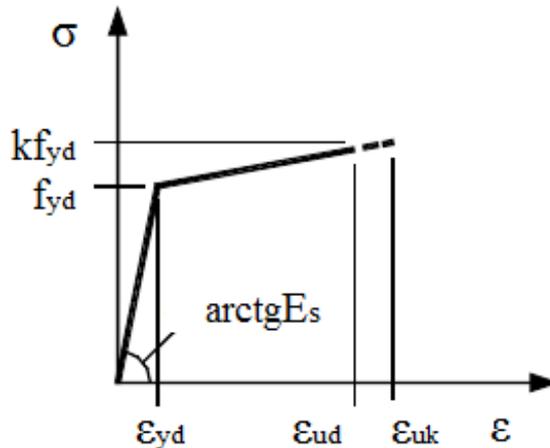


Figura 27: Legge costitutiva adottata per l'acciaio.

#### ○ **Prescrizioni esecutive**

Si raccomanda l'utilizzo di distanziatori per garantire i copriferri prescritti. Per eventuali interruzioni del getto di calcestruzzo, disporre le giunzioni, d'intesa con la Direzione Lavori, in corrispondenza delle zone a momento nullo con scarpata ortogonale alle azioni di taglio.

#### ○ **Controllo sul calcestruzzo in opera**

Secondo il paragrafo 11.2.5 del D.M. 17 gennaio 2018, valgono le seguenti prescrizioni.

##### Controllo di tipo A

Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m<sup>3</sup>. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m<sup>3</sup> massimi di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno tre prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

##### Controllo di tipo B

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m<sup>3</sup> di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (tipo B). Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un

controllo ogni 1500 m<sup>3</sup> di calcestruzzo. Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo, e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m<sup>3</sup>. Se si eseguono controlli statistici accurati, l'interpretazione dei risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica assumendo anche distribuzioni diverse dalla normale. Si deve individuare la legge di distribuzione più corretta e il valor medio unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio). In questo caso la resistenza minima di prelievo R<sub>1</sub> dovrà essere maggiore del valore corrispondente al frattile inferiore 1%. Per calcestruzzi con coefficiente di variazione ( $s / R_m$ ) superiore a 0,15 occorrono controlli più accurati, integrati con prove complementari di cui al par. 11.2.6. Non sono accettabili calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3.

#### ○ **Controllo sull'acciaio in opera**

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti. Al paragrafo 11.3.1.1 del D.M. 17 gennaio 2018 si definisce lotto di spedizione il lotto formato da massimo 30 t, spedito in un'unica volta, costituito da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee.

#### ○ **Legno lamellare GL24h**

- Resistenza caratteristica a flessione ( $f_{m,k}$ ): 24 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibratura ( $f_{t,0,k}$ ): 16,5 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alla fibratura ( $f_{t,90,k}$ ): 0,5 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura ( $f_{c,0,k}$ ): 21 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica a taglio ( $f_{v,k}$ ): 2,5 N/mm<sup>2</sup>
- Modulo elastico medio parallelo alla fibratura ( $E_{0,mean}$ ): 11.000 N/mm<sup>2</sup>
- Modulo elastico medio perpendicolare alla fibratura ( $E_{90,mean}$ ): 370 N/mm<sup>2</sup>
- Modulo medio di taglio ( $G_{mean}$ ): 650 N/mm<sup>2</sup>
- Densità caratteristica ( $\rho_k$ ): 350 kg/m<sup>3</sup>

## **6.2 Analisi dei carichi – Condizioni e casi di carico**

Le condizioni di carico riportate nei tabulati relativi alla verifica di ciascun elemento sono di seguito riassunte.

NUM	DESCRIZIONE
1	Peso proprio
2	Permanente
3	Neve (<1000m s.l.m.)
4	Peso proprio fondazi
5	Var abitazione
6	Sisma X
7	Sisma Y

8	Torcente add. X	
9	Torcente add. Y	
10	Autovett 001 (Y)	
11	Autovett 002 (X)	
12	Autovett 005 (Y)	
13	Autovett 006 (X)	
14	Autovett 006 (Y)	

Si riporta di seguito il dettaglio dei carichi inseriti in ciascuna condizione.

CARICHI NELLE CONDIZIONI

- 001) Peso proprio [ Peso proprio ]  
 223 pesi propri aste  
 3 carichi di solaio  
 3 Peso\_solaio\_20+4 : globale -300.0 daN/m2
- 002) Permanente [ Permanente ]  
 47 carichi sulle aste  
 47 Peso\_muro\_perimetra : Carico distrib. Z globale -100.0 daN/m  
 25 carichi di solaio  
 6 isolante : globale -20.0 daN/m2  
 6 Tavolato : globale -30.0 daN/m2  
 6 Copertura : globale -50.0 daN/m2  
 1 Peso\_solaio\_20+5 : globale -300.0 daN/m2  
 3 Massetto\_impianti\_ : globale -240.0 daN/m2  
 3 Pavimentazione : globale -20.0 daN/m2
- 003) Neve (<1000m slm) [ Neve (<1000m slm) ]  
 6 carichi di solaio  
 6 NEVE\_proiet : proiez. -125.0 daN/m2
- 004) Peso proprio fondaz [ Peso proprio fondaz ]  
 9 pesi propri aste  
 60 pesi propri gusci
- 005) Var abitazione [ A:Var abitazione ]  
 4 carichi di solaio  
 3 Accidentale\_ : globale -200.0 daN/m2  
 1 Accidentale\_balconi : globale -400.0 daN/m2

I casi di carico riportati nei tabulati relativi alla verifica di ciascun elemento sono di seguito riassunti.

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE			CASI INS.	
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom
1	SLU SENZA SISMA	SLU	somma	1	Peso proprio	1.300	+	
				2	Permanente	1.500	+	
				3	Neve (<1000m slm)	1.500	+	
				4	Peso proprio fondazi	1.300	+	
				5	Var abitazione	1.500	+	
2	SISMAX SLU	NONUT	somma	7	Autovett_002_(X)	1.000	quad	
				9	Autovett_004_(X)	1.000	quad	
				12	Autovett_006_(X)	1.000	quad	
				16	Torcente_add_X	1.000	+/-	
3	SISMAX SLU	NONUT	somma	6	Autovett_001_(Y)	1.000	quad	
				8	Autovett_002_(Y)	1.000	quad	
				10	Autovett_004_(Y)	1.000	quad	
				11	Autovett_005_(Y)	1.000	quad	
				13	Autovett_006_(Y)	1.000	quad	
				17	Torcente_add_Y	1.000	+/-	
4	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma	1	Peso proprio	1.000	+	2   1.000
				2	Permanente	1.000	+	3   .300
				4	Peso proprio fondazi	1.000	+	
				5	Var abitazione	.300	+	
5	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma	1	Peso proprio	1.000	+	3   1.000

				2	Permanente	1.000	+	2	.300
				4	Peso proprio fondazi	1.000	+		
				5	Var_abitazione	.300	+		
6	SLD con SISMAX PRINC	SLD	somma	1	Peso proprio	1.000	+	2	.731
				2	Permanente	1.000	+	3	.219
				4	Peso proprio fondazi	1.000	+		
				5	Var_abitazione	.300	+		
7	SLD con SISMAX PRINC	SLD	somma	1	Peso proprio	1.000	+	3	.731
				2	Permanente	1.000	+	2	.219
				4	Peso proprio fondazi	1.000	+		
				5	Var_abitazione	.300	+		
8	Rara	RARA	somma	1	Peso proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	Neve (<1000m_slm)	1.000	+		
				4	Peso proprio fondazi	1.000	+		
				5	Var_abitazione	1.000	+		
9	Frequente	FREQ	somma	1	Peso proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	Neve (<1000m_slm)	.200	+		
				4	Peso proprio fondazi	1.000	+		
				5	Var_abitazione	.500	+		
10	Quasi Perm	QPERM	somma	1	Peso proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				4	Peso proprio fondazi	1.000	+		
				5	Var_abitazione	.300	+		

### 6.3 Modellazione sismica

Le strutture in esame sono state progettate in classe di duttilità (CD) B. Il sito su cui sorgerà l'opera ricade all'interno della zona sismica 3

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale

Assi di vibrazione: X Y

Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località TORINO ( long. 7.674100 lat. 45.070400 )

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.500$

Coeff. di amplificazione topografica  $ST = 1.000$

$S = 1.500$

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 1.0

Periodo di riferimento VR = 50.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 474

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 0.563 [g/10]

Fo 2.758

TC\* 0.270

Edificio con struttura in cem. armato :

Fattore di comportamento q = 3.900

$q = q_0 * KR * KW$  dove :

$q_0 = 3.00 * 1.3$  ( A telaio con più piani e più campate ) (Classe di duttilità "B" ( bassa ) )

KR = 1.0 ( Edifici regolari in altezza )

KW = 1.00

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.901

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	101979.6
2.	1.000	68582.0
5.	0.300	11674.7

\*\*\* TABELLA AUTOVETTORI \*\*\*

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE				
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5
n+6	n+7								
1	0.845649	0.001	79.905	0.000	0.220	0.069	0.005	0.004	0.003
2	0.701076	80.279	0.002	0.000	0.245	0.007	0.006	0.004	
3	0.588728	0.628	0.101	0.000	0.010	0.008	0.006		
4	0.240354	0.001	2.923	0.000	0.562	0.148			
5	0.220067	0.000	7.789	0.000	0.305				
6	0.189334	9.742	0.003	0.000					
MASSA TOTALE		90.651	90.724	0.000					

o **Combinazione delle componenti dell'azione sismica**

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale viene considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

o **Eccentricità accidentali**

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva, sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/-5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

o **Livelli rigidi**

Nella definizione del modello strutturale alcuni livelli sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano. In particolare, i piani rigidi generati nel modello tridimensionale sono i seguenti:

Livello	Quota [cm]	Rigido
Fondazione	-240	Sì
1	0	Sì
2	300	Sì
3	600	Sì

Si ricorda che la normativa consente di considerare un solaio come infinitamente rigido se

rispettato il par. 7.2.6 D.M. 17 gennaio 2018, per orizzontamenti realizzati in cemento armato, latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità.

○ **Spettri di progetto per SLU e SLD**

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre ai parametri precedentemente richiamati (dipendenti dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura  $q$ .

Il Fattore di struttura  $q$  è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in pianta ed altezza.

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

**Fattore di struttura per sisma orizzontale ( $q$ )= 3.9**

$$T_B = 0.146 \text{ [s]}$$

$$T_C = 0.437 \text{ [s]}$$

$$T_D = 1.825 \text{ [s]}$$

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti spettri orizzontali:

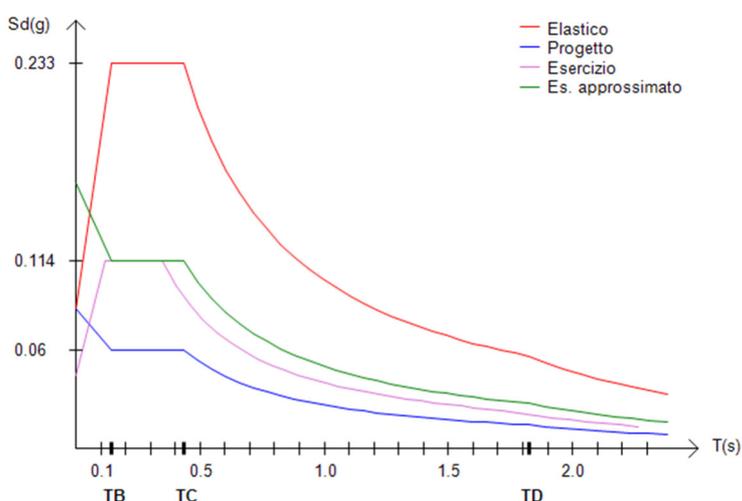


Figura 28: Spettri orizzontali per l'opera in oggetto.

**Fattore di struttura per sisma verticale ( $q$ )= 1.5**

$$T_B = 0.05 \text{ [s]}$$

$$T_C = 0.15 \text{ [s]}$$

TD = 1 [s]

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti spettri verticali:

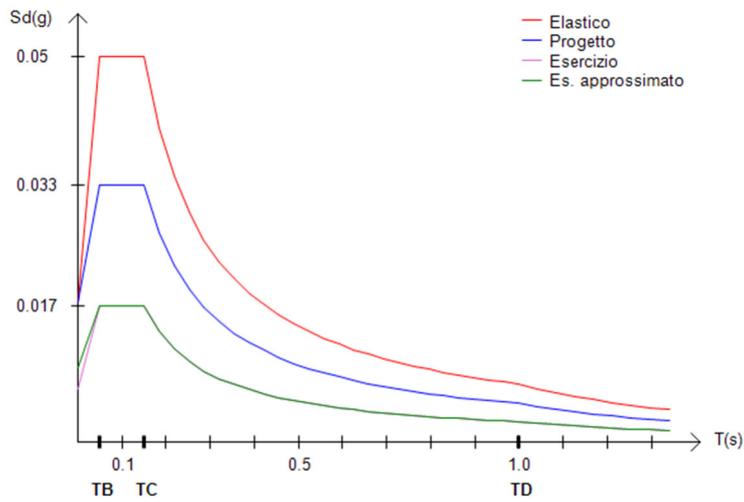


Figura 29: Spettri verticali per l'opera in oggetto.

## 6.4 Carpenteria di piano

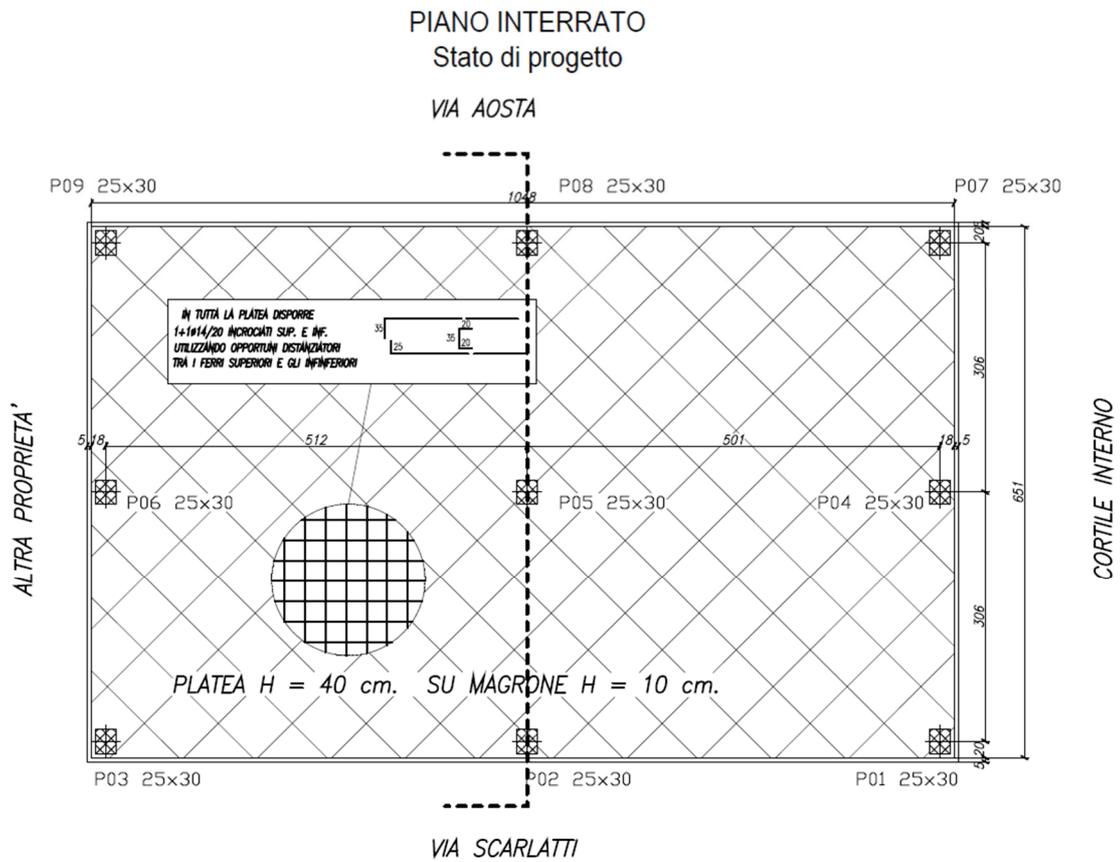


Figura 30: Platea di Fondazione

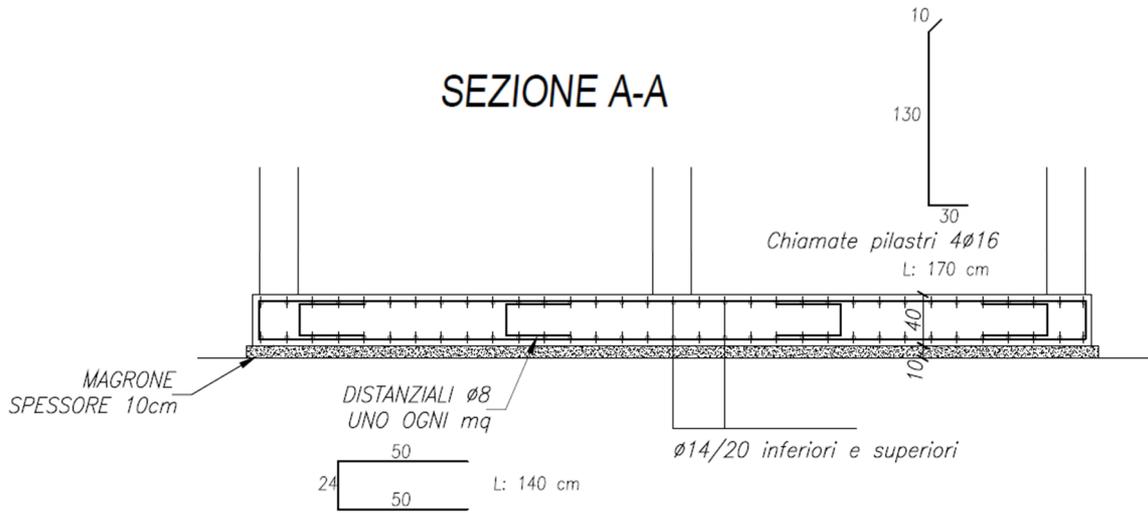


Figura 31: Armatura platea di fondazione e chiamate pilastri

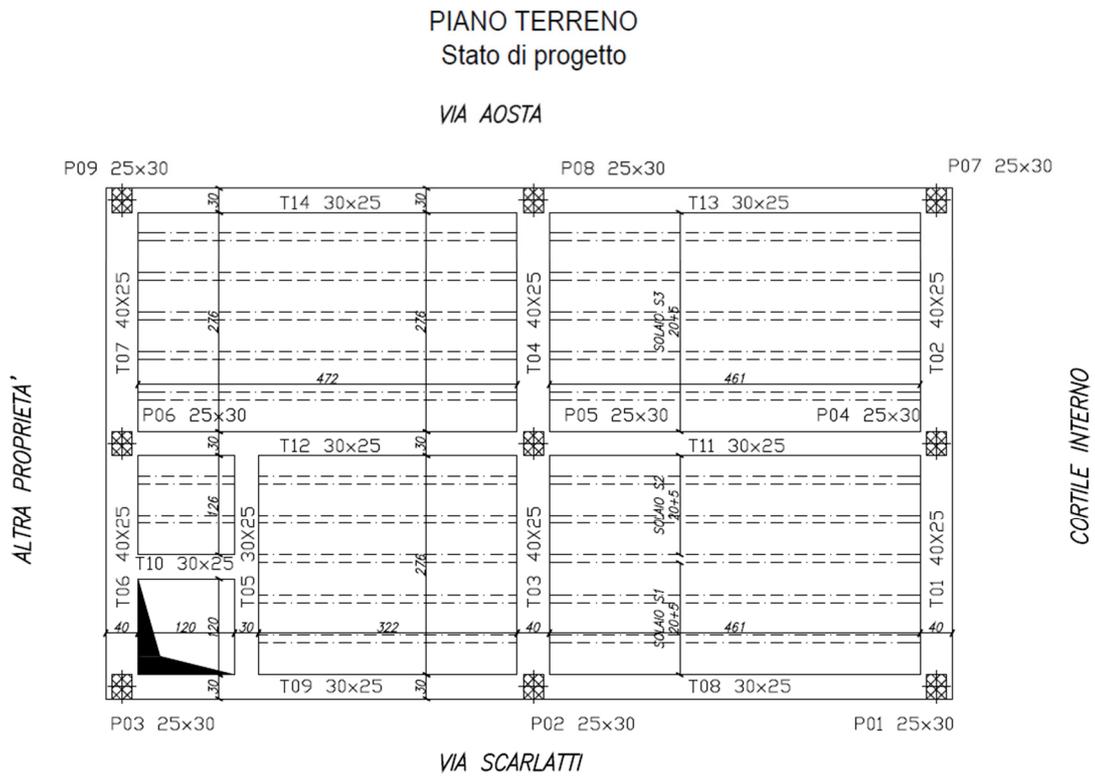


Figura 32: Solaio piano terreno

PIANO PRIMO  
Stato di progetto

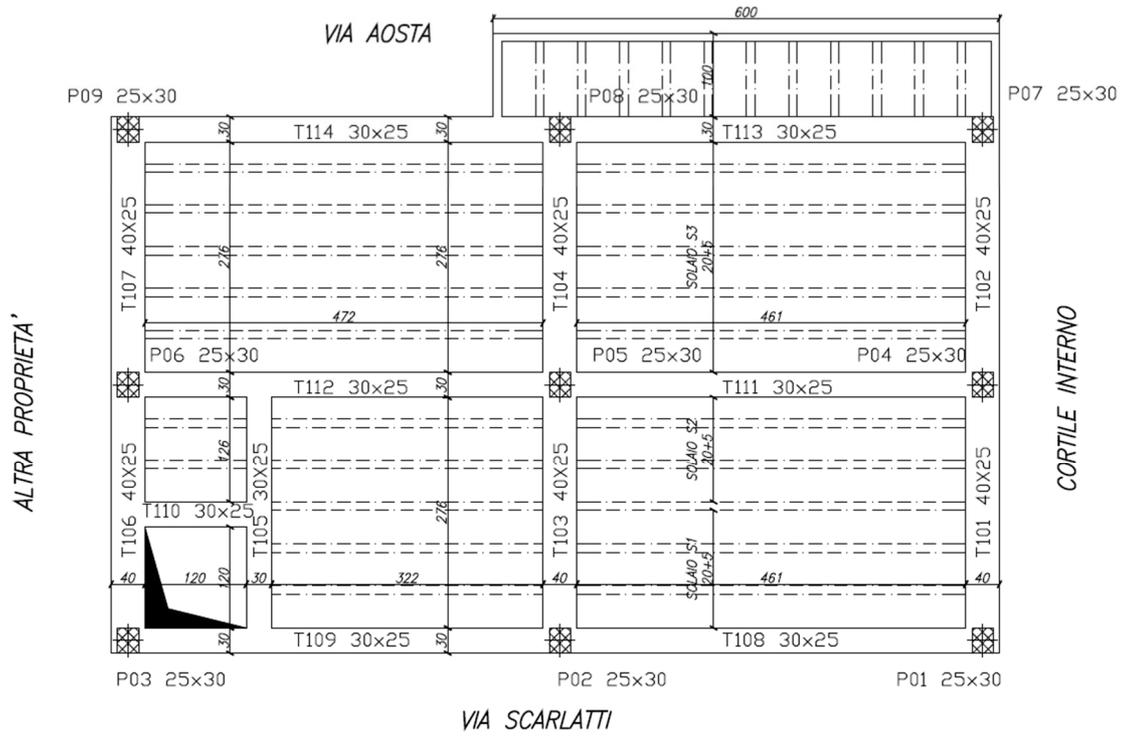


Figura 33: Solaio piano primo

PIANO SOTTOTETTO  
Stato di progetto

VIA AOSTA

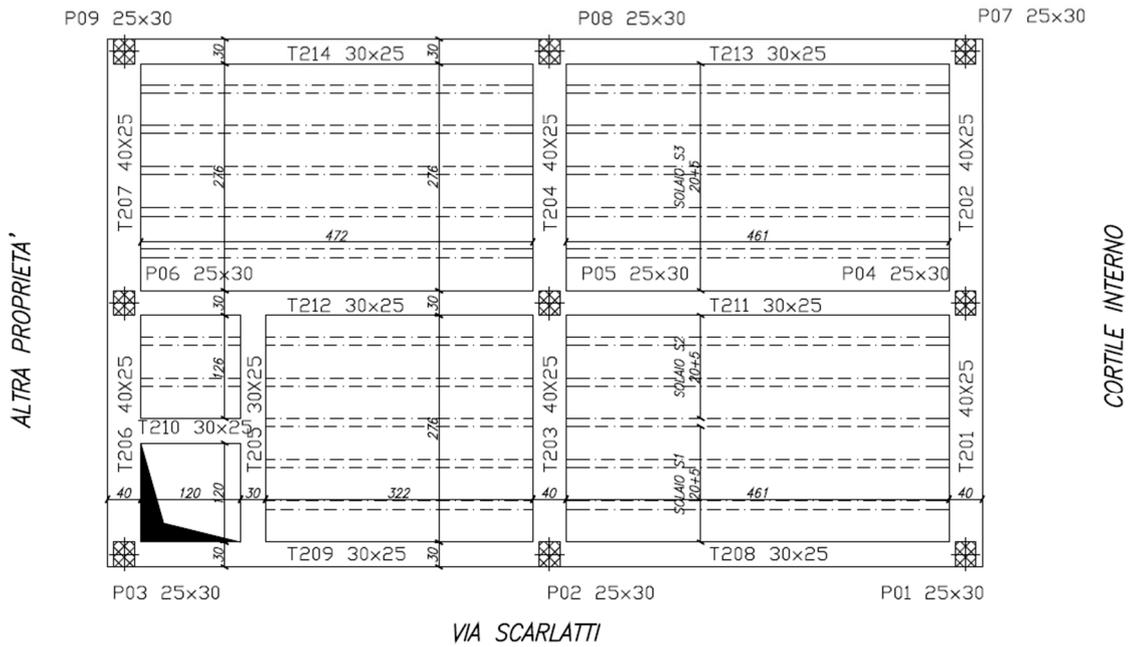


Figura 34: Solaio piano sottotetto

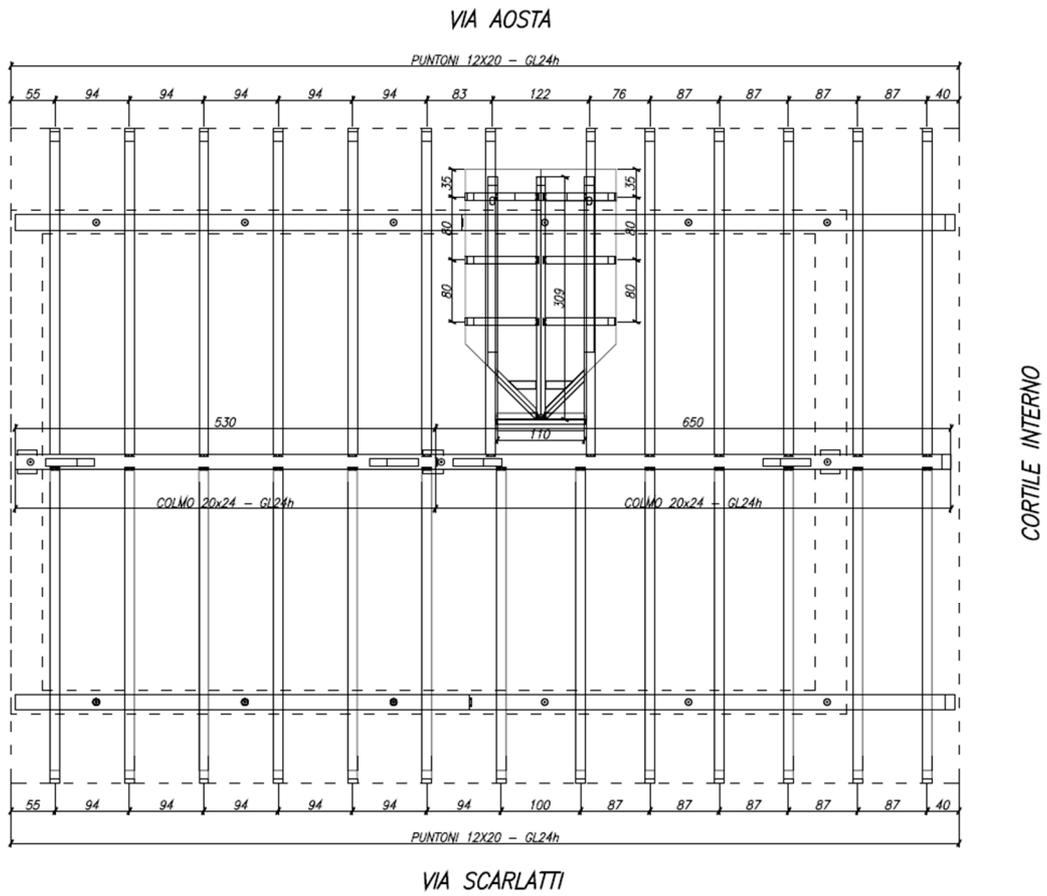


Figura 35: Copertura in Legno lamellare

## 6.5 Progetto e verifiche elementi più sollecitati

### ○ Pressioni sul terreno

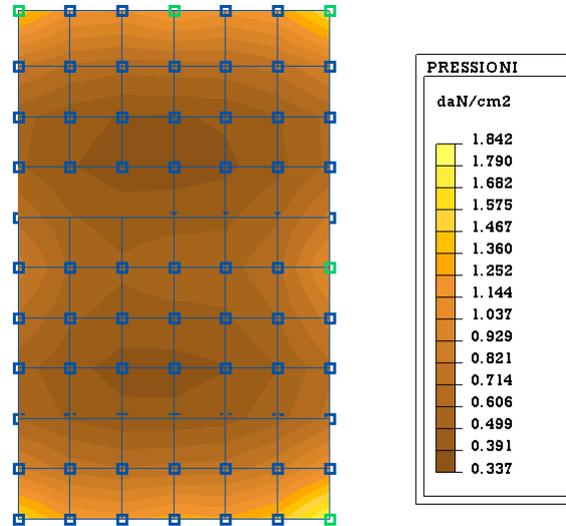


Figura 36: Pressioni sul terreno platea di fondazione

### ○ Solaio S3

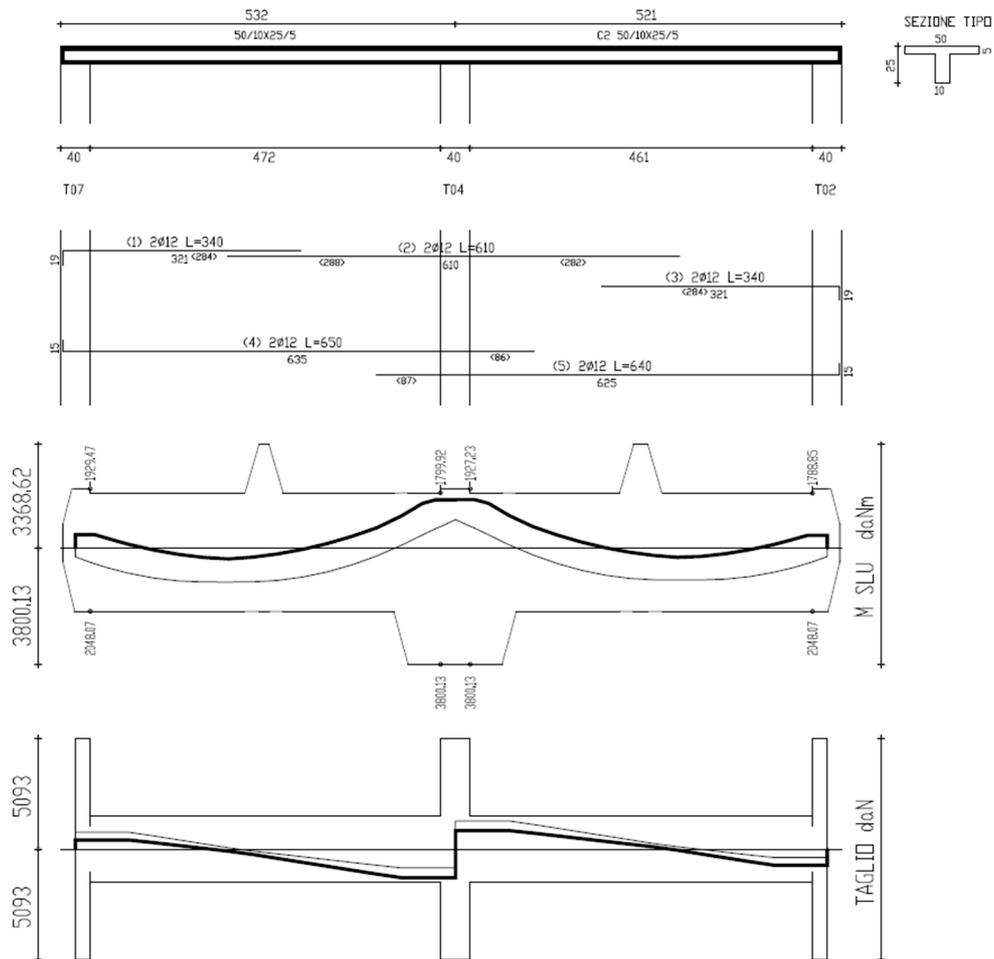


Figura 37: Carpentaria solaio e diagramma sollecitazioni Momento e Taglio

○ Travi T103 e T104

T103 - T104 40X25

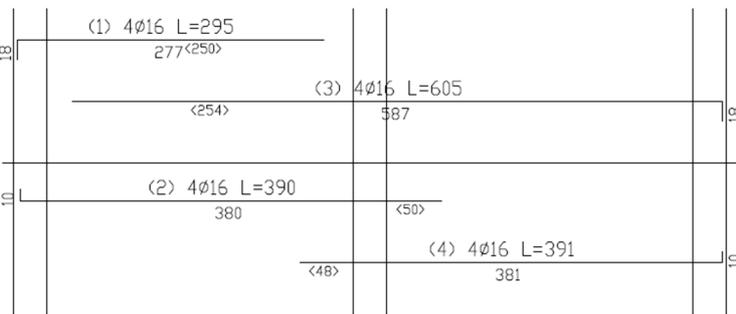
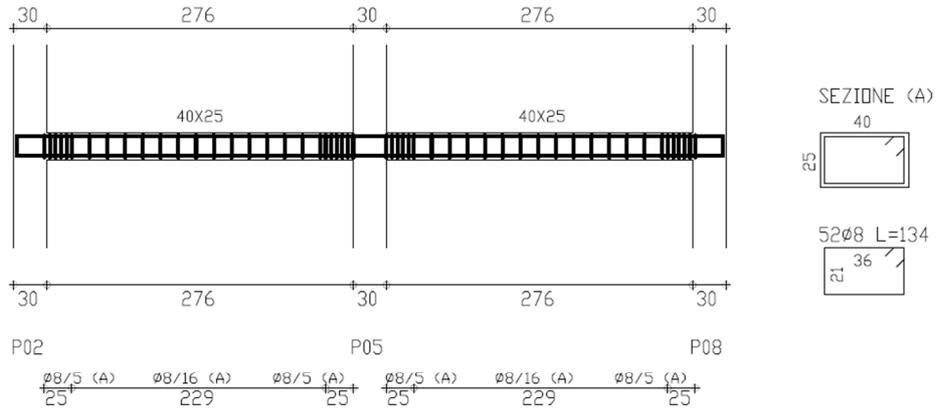


Figura 38: Carpenteria T103- T104

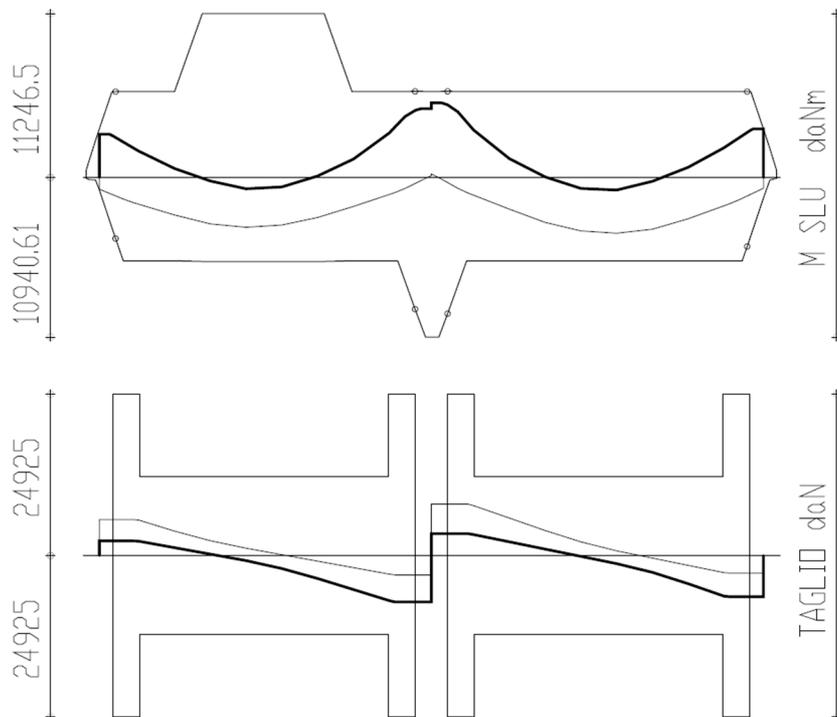


Figura 39: Diagrammi sollecitazioni Momento e Taglio



## ○ Copertura

Viene riportata la percentuale di utilizzo delle travi in legno che compongono la struttura portante del tetto, la verifica completa di ogni elemento è riportato nel capitolo dell'intervento locale.

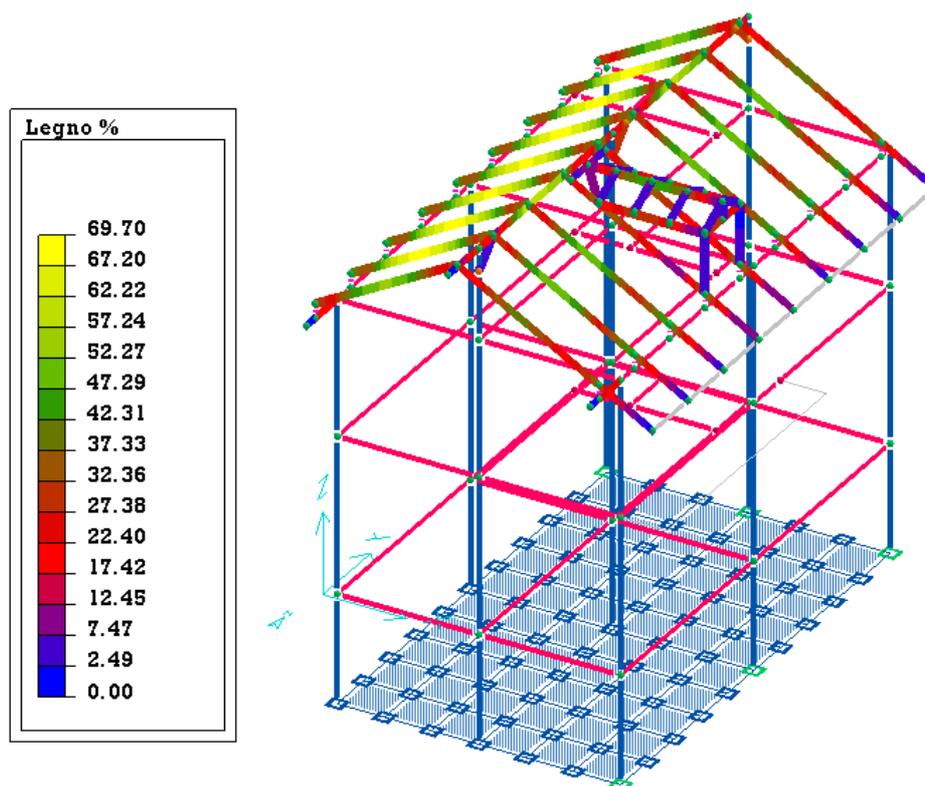


Figura 41: Percentuale sfruttamento travi nuova copertura

## 6.6 Analisi sismica post-intervento e comparazione

Le Linee guida per la classificazione sismica indicano i seguenti passi per il calcolo del parametro PAM:

- si effettua l'analisi della struttura e si determinano i valori delle accelerazioni al suolo di capacità (PGAC) che inducono il raggiungimento degli stati limite;
- si determinano i periodi di ritorno (TrC) corrispondenti alle accelerazioni determinate al punto precedente;
- per ciascuno dei periodi individuati, si determina il valore della frequenza media annua di superamento  $\lambda=1/\text{TrC}$ ;
- si definisce lo Stato Limite di Inizio Danno (SLID) con periodo di ritorno assunto convenzionalmente pari a 10, quindi  $\lambda=0.1$ ;
- per ciascuno degli stati limite considerati si associa al corrispondente valore di  $\lambda$  il valore della percentuale di costo di ricostruzione secondo la seguente tabella;

Stato Limite	CR(%)
SLR	100%
SLC	80%
SLV	50%
SLD	15%
SLO	7%
SLID	0%

*Percentuale del costo di ricostruzione (CR) associata al raggiungimento di ciascuno stato limite*

- si valuta il PAM (in valore percentuale) ovvero l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti ( $\lambda, CR$ ) per ciascuno degli stati limite a cui si aggiunge il punto ( $\lambda=0, CR=100\%$ ) mediante la seguente formula;

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_i) - \lambda(SL_{i-1})] * [CR(SL_i) + CR(SL_{i-1})] / 2 + \lambda(SLC) * CR(SLR)$$

Le Linee guida per la classificazione sismica permettono di considerare periodi di ritorno per l'azione sismica inferiori a 30 anni. In tali casi si utilizza uno spettro ottenuto scalando proporzionalmente le ordinate dello spettro associato al periodo di ritorno di 30 anni. Tale procedura non si applica per periodi di ritorno inferiori a 10 anni.

L'indice di sicurezza per la vita IS-V si ottiene facendo il rapporto descritto nel capitolo introduttivo.

Per la costruzione oggetto di questa analisi, sono stati ricavati i seguenti dati.

Valori di accelerazione di picco al suolo di domanda per i due stati limite principali e relativi periodi di ritorno:

- SLD: PGAD = 0.029268g TrD = 50 anni
- SLV: PGAD = 0.056289g TrD = 474 anni

Valori di accelerazione di picco al suolo di capacità della struttura prima dell'intervento e relativi periodi di ritorno:

- SLD: PGAC = 0.007902g TrC = 1 anni
- SLV: PGAC = 0.007902g TrC = 9 anni

Valori di accelerazione di picco al suolo di capacità della struttura dopo l'intervento e relativi periodi di ritorno:

- SLD: PGAC = 0.029268g TrC = 50 anni
- SLV: PGAC = 0.056289g TrC = 474 anni

La costruzione nella situazione pre-intervento non risulta verificata neppure portando l'azione sismica agente al valore minimo previsto dalla normativa. Pertanto, viene assegnata la classe di rischio G senza applicare la procedura di calcolo del metodo convenzionale.

Per la costruzione post-intervento:

- SLID:  $\lambda = 10\%$
- SLO:  $\lambda = 3.3\%$
- SLD:  $\lambda = 2\%$

- SLV:  $\lambda = 0.2\%$
- SLC:  $\lambda = 0.1\%$
- SLR:  $\lambda = 0\%$

Utilizzando i dati elencati precedentemente, è possibile calcolare i parametri PAM e IS-V.

Per la situazione post-intervento si ottengono i seguenti valori:

- **PAM = 1.1%, classe di rischio PAM: B**
- **IS-V = 100%, classe di rischio IS-V: A**

Per la situazione post-intervento si ottiene la seguente curva.

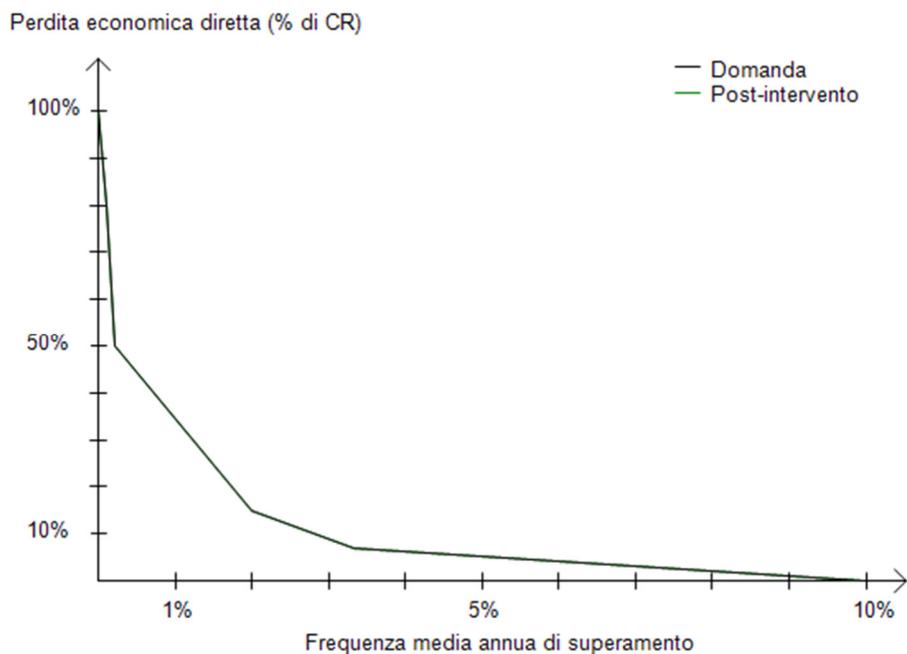


Figura 42: Andamento della curva che individua il PAM per la situazione post-intervento.

In conclusione, l'analisi eseguita fornisce i seguenti risultati:

- **pre-intervento: classe di rischio sismico G**
- **post-intervento: classe di rischio sismico B**

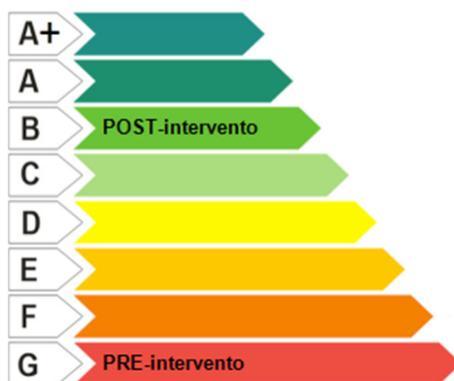


Figura 43: Comparazione classe rischio sismico pre- e post-intervento

L'analisi della costruzione nella condizione pre-intervento ha mostrato valori estremamente ridotti di capacità sismica, con una PGAC identica per SLD e SLV pari a 0.007902g, corrispondente a un periodo di ritorno di appena 1 anno per lo SLD e 9 anni per lo SLV. Questi risultati indicano una totale inadeguatezza sismica della struttura, che non risulta verificata nemmeno in corrispondenza delle azioni sismiche minime previste dalla normativa. Di conseguenza, l'edificio viene classificato direttamente nella classe di rischio sismico G, senza necessità di ulteriori elaborazioni tramite il metodo convenzionale.

A seguito dell'intervento di demolizione e ricostruzione, la nuova struttura è stata progettata per raggiungere pienamente i valori di domanda sismica in corrispondenza degli Stati Limite di Danno (SLD) e di Salvaguardia della Vita (SLV). In particolare, le accelerazioni di capacità (PGAC) post-intervento risultano esattamente pari ai valori di domanda (PGAD), con  $TrC = TrD$ , ovvero 50 anni per SLD e 474 anni per SLV. Ciò indica il raggiungimento della piena conformità ai requisiti delle NTC 2018, garantendo una risposta strutturale adeguata e sicura anche in caso di eventi sismici di elevata intensità.

La classificazione della struttura post-intervento ha restituito un indice IS-V = 100% (classe A) e un PAM = 1,1% (classe B). L'assegnazione della classe di rischio finale B evidenzia un netto miglioramento rispetto alla situazione originaria e dimostra l'efficacia dell'intervento progettuale in termini di sicurezza sismica, durabilità e prestazioni globali. Questo risultato è in linea con l'obiettivo del progetto di adeguamento, che punta a riportare la struttura entro i livelli di sicurezza delle nuove costruzioni, garantendo il massimo contenimento del rischio per le persone e i beni esposti.

## 6.7 Quadro economico dell'intervento

Num. ORD TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	IMPORTI €
		Totale
<b>RIEPILOGO PER CAPITOLI</b>		
	CME Intervento di adeguamento sismico	
	Opere provvisionali	14.379,32
	Opere provvisionali	14.379,32
	Demolizioni	58.721,52
	Demolizioni	58.721,52
	Nuove costruzioni	128.061,36
	Opere in cemento armato	58.101,39
	Opere in legno	23.952,80
	Opere in murature	46.007,17
	<b>Totale CME Intervento di adeguamento sismico</b>	<b>201.162,20</b>

Figure 44: CME Adeguamento sismico

## 7. Progetto di miglioramento sismico

Dopo aver analizzato nel dettaglio, sotto il profilo tecnico ed economico, la prima ipotesi di intervento rappresentata dall'adeguamento sismico mediante demolizione e ricostruzione, si propone ora una seconda soluzione, sicuramente meno onerosa dal punto di vista economico, ma comunque in grado di apportare benefici significativi alla risposta strutturale dell'edificio: un intervento di miglioramento sismico.

Tale intervento si configura secondo quanto previsto al § 8.4.2 delle NTC 2018, in cui si stabilisce che, per edifici in classe d'uso II, è necessario garantire un incremento minimo dell'indice di sicurezza pari ad almeno 0,1 rispetto alla condizione iniziale, anche senza raggiungere i livelli richiesti per le nuove costruzioni. L'obiettivo è quindi quello di ridurre la vulnerabilità sismica attraverso opere compatibili con l'esistente, senza modificare in modo sostanziale l'impianto strutturale dell'edificio.

L'intervento consiste nella realizzazione di intonaco armato ovvero una tecnica di consolidamento strutturale applicata alle murature portanti esistenti, particolarmente diffusa negli interventi di miglioramento o adeguamento sismico di edifici in muratura. Essa consiste nell'applicazione di uno o più strati di malta strutturale (di norma a base cementizia o, come nel caso in esame, a base di calce idraulica naturale) all'interno dei quali viene inserita una rete metallica elettrosaldata (in acciaio B450C), solidamente ancorata alla parete mediante connettori meccanici. Il sistema può essere applicato su una o entrambe le facce della muratura, in funzione delle esigenze statiche e delle condizioni geometriche e architettoniche del fabbricato.

Dal punto di vista meccanico e funzionale, l'intonaco armato contribuisce al miglioramento del comportamento della muratura in diversi modi:

- Incremento della resistenza a taglio: l'azione combinata della rete metallica e della malta strutturale consente di aumentare in modo significativo la capacità resistente dei maschi murari nei confronti delle sollecitazioni taglienti, che sono prevalenti in caso di sisma.
- Maggiore duttilità e capacità dissipativa: l'intonaco armato riduce la fragilità tipica delle murature tradizionali, rendendo il sistema più capace di deformarsi in modo controllato prima del collasso, comportamento fondamentale nella progettazione antisismica.
- Miglioramento della regolarità e della monoliticità: l'intonaco armato migliora l'interazione tra elementi murari contigui, contrastando il distacco tra pareti ortogonali o tra muratura e solai, favorendo un comportamento più unitario e coerente dell'edificio.
- Controllo delle lesioni preesistenti: la tecnica consente di contenere l'evoluzione di fessurazioni già presenti, regolarizzando la distribuzione degli sforzi e riducendo fenomeni localizzati di crisi.

Tra i vantaggi principali dell'intonaco armato si evidenziano:

- la compatibilità con edifici esistenti anche storici, specie se realizzato con malte a base di calce;
- il contenuto impatto invasivo, che consente l'intervento anche su edifici abitati;
- la semplicità esecutiva e la diffusione consolidata nella pratica cantieristica italiana, che ne facilitano la posa e la validazione tecnica;
- la possibilità di eseguire interventi localizzati solo nelle zone più vulnerabili, ottimizzando i costi rispetto a tecniche più invasive.

Per quanto riguarda il nostro intervento, in fase preliminare, sarà eseguita la rimozione completa dell'intonaco esistente, insieme a una pulizia accurata del supporto, così da eliminare polveri, parti incoerenti e materiali non idonei. Questo passaggio è fondamentale per garantire la perfetta adesione del nuovo sistema di rinforzo.

Successivamente, verranno installati connettori meccanici, distribuiti con una densità di un connettore per metro quadrato. Questi elementi hanno la funzione di fissare meccanicamente il sistema di rinforzo alla muratura e di impedire distacchi durante le sollecitazioni sismiche. I connettori verranno ancorati in profondità nella muratura e rappresentano l'elemento di collegamento tra la rete d'armatura e il supporto esistente.

Su tutta la superficie della muratura sarà poi applicata una rete elettrosaldata in acciaio B450C, con diametro 6 mm e maglia 20 × 20 cm, posizionata in modo da garantire un adeguato copriferro e centrata nello spessore dell'intonaco. La rete sarà collegata ai connettori e sorretta da distanziatori per evitare il contatto diretto con la muratura, assicurando così il corretto inglobamento nella matrice cementizia.

L'ultima fase prevede l'applicazione dell'intonaco strutturale vero e proprio, steso in due strati successivi, fino a raggiungere uno spessore complessivo minimo di circa 30 mm per lato. La malta impiegata sarà EPOCA CALCE – NHL 105, un prodotto a base di calce idraulica naturale NHL 3,5, compatibile con supporti in muratura sia recente che storica. La posa dell'intonaco sarà seguita da una corretta stagionatura, necessaria per garantire lo sviluppo completo delle caratteristiche meccaniche e la durabilità dell'intervento nel tempo.

○ **Caratteristiche tecniche della malta EPOCA CALCE – NHL 105**

<b>Parametro tecnico</b>	<b>Valore dichiarato</b>	<b>Unità</b>	<b>Norma di riferimento</b>
Resistenza a compressione	≥ 5	MPa	EN 1015-11
Resistenza a flessione	≥ 1.0	MPa	EN 1015-11
Adesione al supporto (su laterizio e CLS)	≥ 0.5 (FP: A)	MPa	EN 1015-12
Modulo elastico (a 28 gg)	≤ 7.000	MPa	EN 13412
Conducibilità termica λ	0,67	W/m·K	EN 1745
Reazione al fuoco	Classe A1	—	EN 13501-1
Assorbimento per capillarità	W1 (≤ 0,4)	kg/m <sup>2</sup> ·h <sup>0.5</sup>	EN 1015-18
Granulometria massima	≤ 1,5	mm	—
Spessore applicabile per strato	da 10 a 30	mm	—
pH del prodotto fresco	11,5	—	—

Successivamente, si prevede il rifacimento della copertura, attualmente in condizioni critiche a causa di eventi atmosferici estremi, come testimoniato dalla documentazione fotografica allegata.

La nuova copertura sarà realizzata con struttura in legno lamellare, comprendente trave di colmo sez. 20×24 cm, puntoni 12×20 cm, banchina 20×32 cm e abbaino sez. 10×12 cm, garantendo un miglior comportamento statico e una riduzione delle masse agenti.

A completamento delle opere previste nell'ambito del miglioramento sismico, è stato inoltre progettato un intervento di consolidamento dei solai esistenti in acciaio mediante la tecnica della soletta mista collaborante, al fine di aumentarne la rigidezza flessionale e la capacità resistente, riducendo le deformazioni e migliorando l'interazione con le pareti portanti in

muratura.

Tale intervento consiste nella realizzazione di una nuova soletta in calcestruzzo leggero strutturale LecaCLS 1400, con spessore di 5 cm, armata con rete elettrosaldata e resa collaborante con le putrelle esistenti mediante l'utilizzo di connettori incollati di tipo CentroStorico. Questi ultimi sono applicati sulla superficie delle putrelle in acciaio precedentemente trattate con sabbatura Sa 2.5, tramite adesivo strutturale appositamente studiato. Successivamente, sopra la soletta strutturale viene posato uno strato di Lecamix Facile, anch'esso di 5 cm, per ottenere una stratigrafia efficiente e leggera.

L'intervento sarà infine oggetto di valutazione economica tramite computo metrico estimativo, al fine di confrontarne la sostenibilità rispetto alle altre ipotesi progettuali. Pur non assicurando il pieno soddisfacimento delle verifiche previste per edifici nuovi, l'intervento sarà conforme ai requisiti richiesti per essere classificato come miglioramento sismico, contribuendo efficacemente all'aumento della sicurezza dell'edificio.

### RINFORZO MURO ESISTENTE

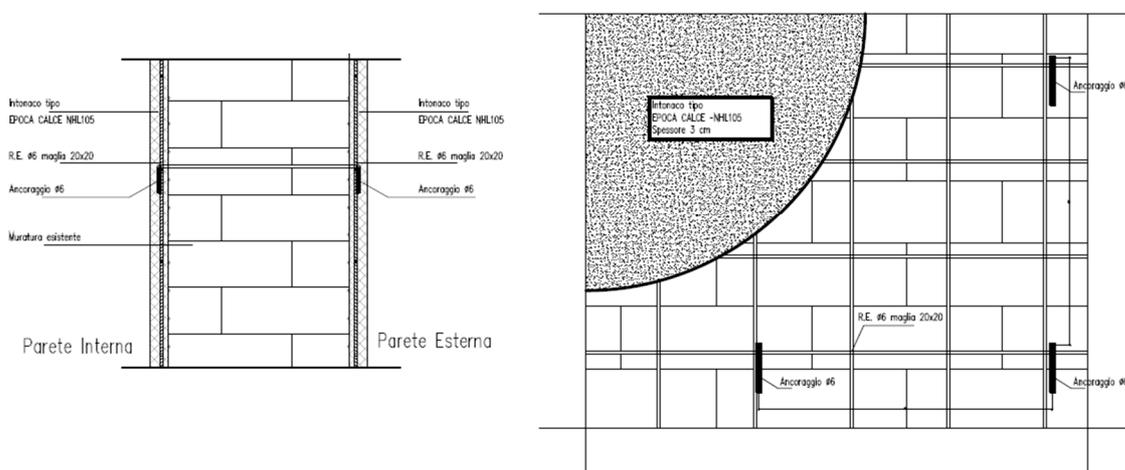


Figura 45: Particolare intonaco armato su muratura

### RINFORZO PILASTRI ESISTENTI

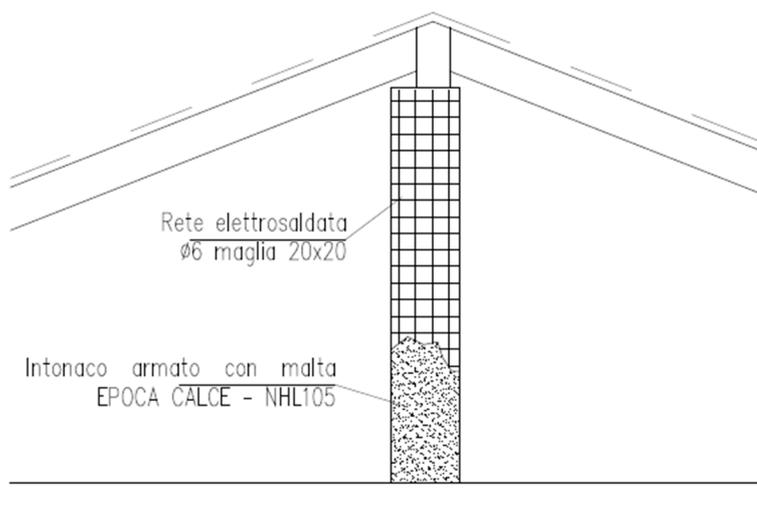


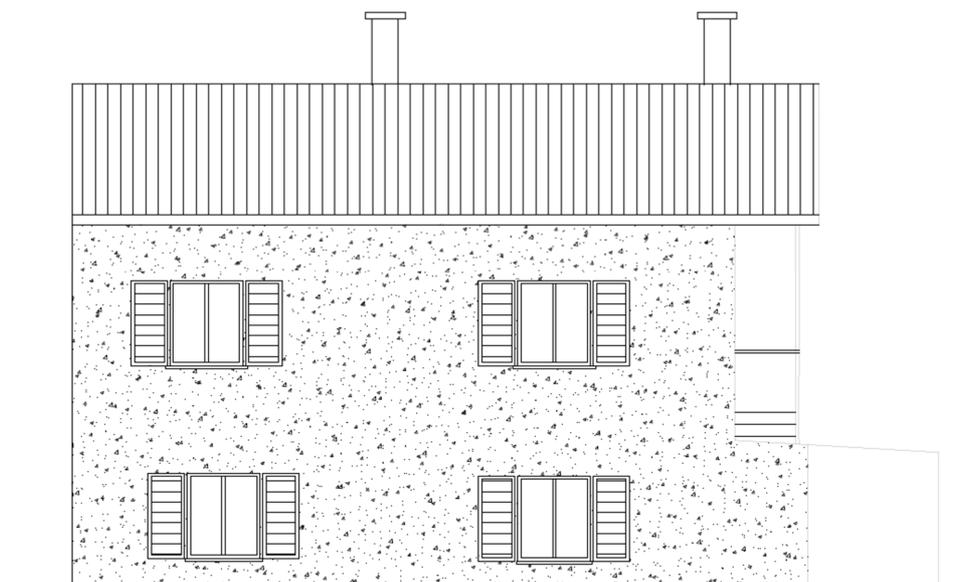
Figura 46: Intonaco armato su pilastro in muratura

PROSPETTO SU VIA AOSTA



*Figura 47: Prospetto su Via Aosta con Intonaco armato*

PROSPETTO SU VIA SCARLATTI



*Figura 48: Prospetto su Via Scarlatti con Intonaco armato*

PROSPETTO SUD-OVEST

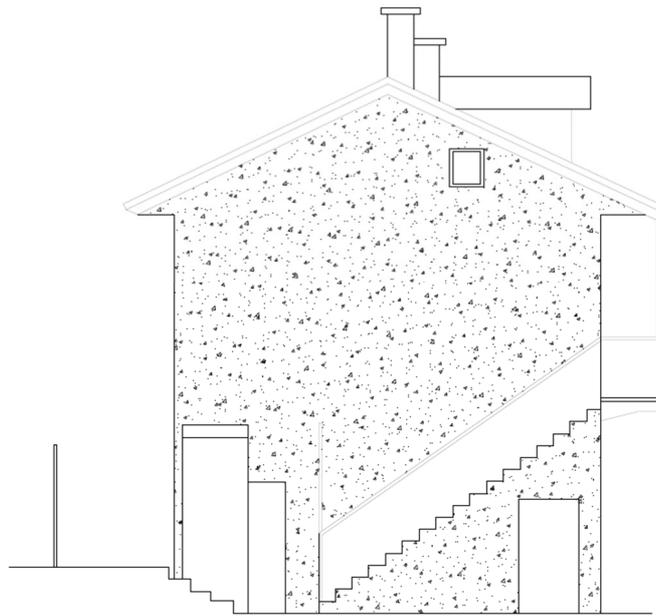


Figura 49: Prospetto su cortile interno con Intonaco armato

○ **Casi di carico**

I casi di carico riportati nei tabulati relativi alla verifica di ciascun elemento sono di seguito riassunti.

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE			CASI INS.	
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom
1	SLU SENZA SISMA	SLU	somma	1	Peso proprio _____	1.300	+	
				2	Permanente _____	1.500	+	
				3	A:Var abitazione _____	1.500	+	
				4	Neve (<1000m slm) _____	1.500	+	
				5	Peso proprio fondazi _____	1.300	+	
2	SISMAX SLU	NONUT	somma	6	Autovett_001_(X)	1.000	quad	
				8	Autovett_002_(X)	1.000	quad	
				10	Autovett_004_(X)	1.000	quad	
				14	Torcente_add_X	1.000	+/-	
3	SISMAY SLU	NONUT	somma	7	Autovett_001_(Y)	1.000	quad	
				9	Autovett_002_(Y)	1.000	quad	
				11	Autovett_004_(Y)	1.000	quad	
				15	Torcente_add_Y	1.000	+/-	
				5	Peso proprio fondazi _____	1.000	+	
4	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma	1	Peso proprio _____	1.000	+	2   .700
				2	Permanente _____	1.000	+	3   .210
				3	A:Var abitazione _____	.300	+	
				5	Peso proprio fondazi _____	1.000	+	
				1	Peso proprio _____	1.000	+	3   .700
5	SLU con SISMAY PRINC	SLU	somma	2	Permanente _____	1.000	+	2   .210
				3	A:Var abitazione _____	.300	+	
				5	Peso proprio fondazi _____	1.000	+	
				1	Peso proprio _____	1.000	+	3   1.463
				2	Permanente _____	1.000	+	3   .439
6	SLD con SISMAX PRINC	SLD	somma	3	A:Var abitazione _____	.300	+	
				5	Peso proprio fondazi _____	1.000	+	
				1	Peso proprio _____	1.000	+	3   1.463
				2	Permanente _____	1.000	+	2   .439
				3	A:Var abitazione _____	.300	+	
7	SLD con SISMAY PRINC	SLD	somma	5	Peso proprio fondazi _____	1.000	+	
				1	Peso proprio _____	1.000	+	3   1.463
				2	Permanente _____	1.000	+	2   .439
				3	A:Var abitazione _____	.300	+	
				5	Peso proprio fondazi _____	1.000	+	
8	Rara	RARA	somma	1	Peso proprio _____	1.000	+	
				2	Permanente _____	1.000	+	

				3	A:Var_abitazione	1.000	+		
				4	Neve_(<1000m_slm)	1.000	+		
				5	Peso_proprio_fondazi	1.000	+		
9	Frequente	FREQ	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	A:Var_abitazione	.500	+		
				4	Neve_(<1000m_slm)	.200	+		
				5	Peso_proprio_fondazi	1.000	+		
10	Quasi Perm	QPERM	somma	1	Peso_proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	A:Var_abitazione	.300	+		
				5	Peso_proprio_fondazi	1.000	+		

Come si evince dall'analisi dei casi di carico considerati, in particolare nei casi 4 e 5, è stata applicata una riduzione dell'azione sismica attraverso i coefficienti  $\psi_2 = 0,7$  e  $\psi_3 = 0,21$ , come previsto dalle NTC 2018 per le combinazioni eccezionali di carico. Tali coefficienti riducono l'intensità dell'azione sismica al fine di valutare il comportamento strutturale in condizioni realistiche e compatibili con gli scenari di progetto. L'applicazione del coefficiente 0,7 riflette una valutazione semplificata dell'azione sismica per edifici esistenti nell'ambito degli interventi di miglioramento, mentre il coefficiente 0,21 si riferisce a condizioni di carico secondarie.

In particolare, per l'intervento di miglioramento sismico descritto, l'aliquota massima dell'azione sismica sostenibile dalla struttura è stata individuata pari al 70% dell'azione sismica di progetto, coerentemente con quanto previsto al § 8.4.2 delle NTC 2018, che consente – per edifici in classe d'uso II – di considerare come accettabile un incremento dell'indice di sicurezza pari almeno a 0,1, anche senza raggiungere la piena conformità ai parametri delle nuove costruzioni. Questa soglia del 70% rappresenta quindi il livello massimo di sollecitazione sismica compatibile con il comportamento strutturale post-intervento, e costituisce il riferimento per la verifica di sicurezza dell'edificio migliorato.

## 7.1 Modellazione sismica

Nel presente intervento di miglioramento sismico, restano immutate tutte le scelte progettuali relative ai parametri fondamentali per la valutazione dell'azione sismica, in quanto l'intervento non modifica né la configurazione strutturale né le caratteristiche dinamiche globali dell'edificio. In particolare, la classe di duttilità adottata per l'analisi resta invariata: si tratta di una classe di duttilità media (CD "B"), come previsto dalle NTC 2018 per edifici ordinari in cemento armato e muratura soggetti a interventi di miglioramento. Tale classificazione comporta l'adozione di un coefficiente di struttura ( $q$ ) intermedio e l'applicazione dei criteri di progettazione in capacità con particolare attenzione al rispetto della gerarchia delle resistenze.

Anche la valutazione dell'azione sismica non subisce modifiche: essa si basa sullo spettro di risposta elastico definito in funzione della vita nominale dell'opera, della classe d'uso (II) e dei parametri di sito (categoria di sottosuolo e topografia) secondo il Capitolo 3 delle NTC 2018. Viene mantenuto lo stesso approccio anche per quanto riguarda il metodo di analisi strutturale, che resta di tipo lineare statico (analisi statica equivalente) o modale dinamico, a seconda della regolarità della struttura e delle condizioni al contorno.

Analogamente, la combinazione delle componenti sismiche continua a seguire il criterio stabilito dalla norma, considerando le due direzioni orizzontali principali e l'eventuale contributo verticale ridotto. La componente verticale dell'azione sismica viene inclusa, se significativa, con fattore di riduzione secondo la destinazione d'uso e le luci degli elementi strutturali orizzontali.

Anche il valore di eccentricità accidentale resta costante, pari a  $\pm 5\%$  della dimensione della costruzione nella direzione ortogonale all'azione sismica, come previsto dal § 7.3.3 delle

NTC 2018, per tener conto degli effetti torsionali indesiderati dovuti a irregolarità nella distribuzione delle masse e delle rigidità.

Infine, gli spettri di risposta utilizzati per la valutazione restano gli stessi previsti dalla normativa, derivanti dagli studi di pericolosità sismica del territorio nazionale elaborati dall'INGV, senza variazioni in termini di accelerazione orizzontale di riferimento ( $a_g$ ), fattori di amplificazione topografica (ST), o di categoria di sottosuolo (SS).

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale  
 Assi di vibrazione: X Y  
 Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località TORINO ( long. 7.674100 lat. 45.070400 )

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.500$

Coeff. di amplificazione topografica ST = 1.000

S = 1.500

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 1.0

Periodo di riferimento VR = 50.0

PVR : probabilita' di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 474

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

$a_g$  0.563 [g/10]

Fo 2.758

TC\* 0.270

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.731

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	307822.7
2.	1.000	27903.5
3.	0.300	8274.1

\*\*\* TABELLA AUTOVETTORI \*\*\*

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE				
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5
n+6	n+7								
1	0.304196	2.349	80.988	0.000	0.402	0.015	0.003		
2	0.269356	75.204	3.149	0.000	0.022	0.004			
3	0.141838	3.594	0.402	0.000	0.019				
4	0.071197	9.380	0.491	0.000					
-----		MASSA TOTALE							
-----		90.527	85.030	0.000					
-----		-----							

## 7.2 Valutazione della risposta globale dell'edificio

La modellazione numerica dell'edificio, come già illustrato precedentemente, è stata eseguita adottando lo schema a telaio equivalente, che rappresenta un approccio consolidato per l'analisi del comportamento nel piano delle pareti in muratura. Tale metodo consente di schematizzare le pareti portanti come un insieme di elementi maschio, elementi fascia e nodi rigidi, consentendo una valutazione accurata della risposta globale dell'edificio alle azioni sismiche. La definizione dell'altezza efficace degli elementi maschio, così come la trattazione degli offset rigidi ai nodi, segue quanto proposto da Dolce (1989) nel corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, già richiamato nel capitolo dedicato alla modellazione. L'utilizzo di questa metodologia garantisce una rappresentazione realistica della deformabilità e della capacità resistente delle pareti murarie nel loro complesso, fornendo un quadro affidabile per le successive verifiche di sicurezza.

La verifica della nuova copertura non ha subito variazioni rispetto a quanto già eseguito nel caso del progetto di demolizione e ricostruzione integrale, in quanto la configurazione geometrica, la tipologia strutturale e i materiali impiegati risultano identici. La copertura, infatti, è stata progettata secondo i medesimi criteri statici e con le stesse sezioni in legno lamellare GL24h, garantendo un comportamento equivalente sotto l'azione dei carichi permanenti, variabili e sismici. Pertanto, anche per il presente intervento di miglioramento sismico, non si rende necessaria una diversa modellazione né una nuova verifica autonoma della copertura, essendo già stati soddisfatti i requisiti di sicurezza previsti dalle NTC 2018.

### ○ Verifiche maschi murari

#### RINFORZI MURARI APPLICATI ALLA STRUTTURA

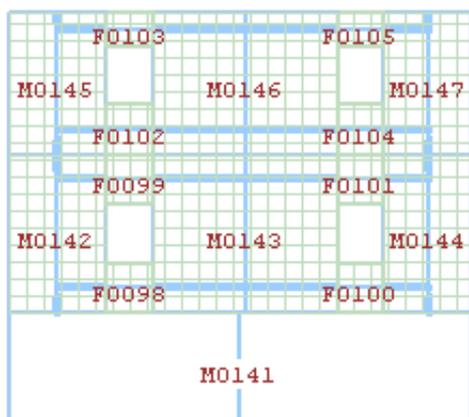
- 01) Reti elettrosaldate, CRM generico su una sola faccia  
diam. 6 passo 20 cm  
Ef 2100000 daN/cm2 fyk 4500 daN/cm2  
Coeff. parziale sicurezza 1.30  
Coeff. amplificazione resistenze 1.00
- 02) Reti elettrosaldate, CRM generico su due facce  
diam. 6 passo 20 cm  
Ef 2100000 daN/cm2 fyk 4500 daN/cm2  
Coeff. parziale sicurezza 1.30  
Coeff. amplificazione resistenze 1.00

#### CASI UTILIZZATI PER LA VERIFICA DELLE MURATURE

- 4 -- SLU con SISMAX PRINC  
5 -- SLU con SISMAX PRINC

E' stata effettuata una redistribuzione del taglio fra pannelli appartenenti ad uno stesso piano di una parete, in accordo con le condizioni previste al punto 7.8.1.5.2 delle NTC2018

-----  
PARETE 1 - da ( 5600.68 , 313.32 ) a ( 6606.93 , 313.32 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

	Car.mecc/res			Dati geometrici			W	Ecc. e2		
	mat.	res.	hsez	t	h0	e1		caso	e2	Rinf.
M0141	03	01	1006.2	60.0	220.0	26081	1.1	1	0.6	
M0142	03	01	213.5	53.0	325.0	7027	1.6	1	0.9	002
M0143	03	01	401.0	53.0	325.0	13198	1.6	1	0.8	002
M0144	03	01	191.7	53.0	325.0	6309	1.6	1	0.9	002
M0145	03	01	213.5	53.0	295.0	6416	1.5	1	0.7	002
M0146	03	01	401.0	53.0	295.0	12050	1.5	1	0.7	002
M0147	03	01	191.7	53.0	295.0	5761	1.5	1	0.8	002

Pressoflessione nel piano						
	caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd
M0141	4	46142	+0.00	46142	27018	128497
M0142	4	2111	+0.00	2111	3166	15063
M0143	4	5000	+0.00	5000	9071	57099
M0144	4	1253	+0.00	1253	2743	12082
M0145	4	1184	+0.00	1184	1228	13684
M0146	4	1960	+0.00	1960	3255	49567
M0147	4	1774	+0.00	1774	36	10319

Taglio nel piano								
	caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0141	4	27018	29180	1.00	7453	+0.00	7453	27099
M0142	4	3166	487	0.67	1466	+0.00	1466	11201
M0143	4	8043	268	1.00	2634	+0.00	2634	21431
M0144	4	2743	1195	0.67	1210	+0.00	1210	10034
M0145	4	1228	1064	0.72	1347	+0.00	1347	10910
M0146	4	3046	599	1.00	1301	+0.00	1301	18476
M0147	4	36	1774	0.67	1355	+0.00	1355	9292

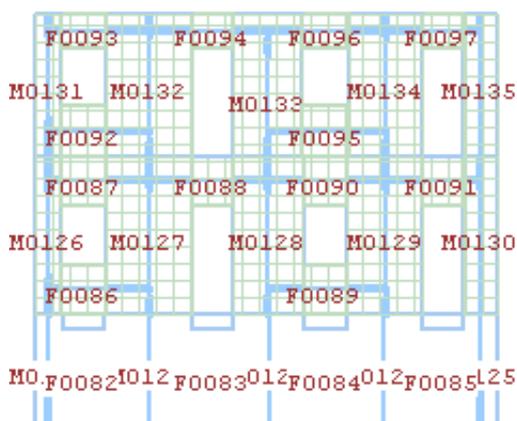
Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0141	0.06873	598	164	4	27018	7662
M0142	0.09220	204	83	4	3166	3124
M0143	0.09220	383	155	4	8666	6406
M0144	0.09220	183	74	4	2743	2785
M0145	0.11867	239	88	4	1228	2722
M0146	0.11867	450	166	4	3166	5294
M0147	0.11867	215	79	4	36	2213

Verifica deformazioni				
	caso	sest.	drift	Limite
M0141	4	0	0.0	8.8
M0142	4	5	0.0	13.0
M0143	4	5	0.0	13.0
M0144	4	5	0.0	13.0
M0145	4	5	0.0	11.8
M0146	4	5	0.0	11.8
M0147	4	5	0.0	11.8

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Car.mecc/res			Pressoflessione			Taglio		
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0098	03	01	5	171	2969	4	1035	5443 [-]	002
F0099	03	01	4	122	2705	4	1209	5373 [-]	002
F0100	03	01	4	58	2969	4	345	5443 [-]	002
F0101	03	01	4	131	2705	4	742	5373 [-]	002
F0102	03	01	5	126	2969	4	807	5443 [-]	002
F0103	03	01	4	41	1380	4	459	3717 [-]	002
F0104	03	01	4	135	2969	4	629	5443 [-]	002
F0105	03	01	5	114	1380	4	376	3717 [-]	002

-----  
PARETE 2 - da ( 5600.68 , 916.16 ) a ( 6606.93 , 916.16 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

	Car.mecc/res			Dati geometrici			Ecc. e2			
	mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0121	03	01	62.0	60.0	220.0	1607	1.1	1	0.6	
M0122	03	01	191.0	60.0	220.0	4951	1.1	1	0.6	
M0123	03	01	154.0	60.0	220.0	3992	1.1	1	0.6	
M0124	03	01	164.0	60.0	220.0	4251	1.1	1	0.6	
M0125	03	01	75.2	60.0	220.0	1949	1.1	1	0.6	
M0126	03	01	56.5	53.0	325.0	1860	1.6	1	0.9	002
M0127	03	01	186.5	53.0	325.0	6138	1.6	1	0.8	002
M0128	03	01	149.5	53.0	325.0	4920	1.6	1	0.8	002
M0129	03	01	161.5	53.0	325.0	5315	1.6	1	0.8	002
M0130	03	01	75.2	53.0	325.0	2475	1.6	1	0.8	002
M0131	03	01	56.5	53.0	295.0	1698	1.5	1	0.7	002
M0132	03	01	186.0	53.0	295.0	5589	1.5	1	0.7	002
M0134	03	01	159.0	53.0	295.0	4778	1.5	1	0.8	002
M0135	03	01	75.2	53.0	295.0	2260	1.5	1	0.7	002
M0133	03	01	149.0	53.0	295.0	4478	1.5	1	0.7	002

	Pressoflessione nel piano					
	caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd
M0121	4	342	+0.00	342	2106	608
M0122	4	3206	+0.00	3206	9822	8398
M0123	4	1699	+0.00	1699	5522	3942
M0124	4	2346	+0.00	2346	10121	7256
M0125	5	499	+0.00	499	3330	1139
M0126	4	361	+0.00	361	1661	1199
M0127	4	2163	+0.00	2163	4136	12303
M0128	4	1395	+0.00	1395	3924	8183
M0129	4	1556	+0.00	1556	4425	9639
M0130	5	1056	+0.00	1056	1419	1942

M0131	4	264	+0.00	264	548	1001	
M0132	4	1254	+0.00	1254	1749	10814	
M0134	4	1263	+0.00	1263	985	7627	
M0135	4	785	+0.00	785	236	1647	
M0133	4	661	+0.00	661	1878	7176	

								Taglio nel piano		
caso		Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd		
M0121	4	2106	280	0.67	737	+0.00	737	1201		
M0122	4	9822	217	0.87	2956	+0.00	2956	5586		
M0123	4	5522	43	0.70	1731	+0.00	1731	3190		
M0124	4	10121	598	0.75	1730	+0.00	1730	4419		
M0125	4	3330	326	0.67	932	+0.00	932	1598		
M0126	4	1661	361	0.67	402	+0.00	402	3135		
M0127	4	4136	2163	0.67	1946	+0.00	1946	10084		
M0128	4	3924	1395	0.67	1203	+0.00	1203	8206		
M0129	4	4425	1556	0.67	1212	+0.00	1212	8901		
M0130	5	1419	778	0.67	717	+0.00	717	4013		
M0131	4	548	200	0.67	278	+0.00	278	2894		
M0132	4	1749	1213	0.67	1301	+0.00	1301	9512		
M0134	4	985	1263	0.67	968	+0.00	968	7995		
M0135	4	236	416	0.67	494	+0.00	494	3715		
M0133	4	1878	574	0.67	942	+0.00	942	7739		

							Sismica fuori piano			
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd				
M0121	0.06873	37	10	5	2106	588				
M0122	0.06873	113	31	4	9822	2638				
M0123	0.06873	91	25	4	5522	1536				
M0124	0.06873	97	27	4	10121	2655				
M0125	0.06873	45	12	4	3330	909				
M0126	0.09220	54	22	4	1661	986				
M0127	0.09220	178	72	4	4136	3000				
M0128	0.09220	143	58	4	3924	2520				
M0129	0.09220	154	63	4	4425	2758				
M0130	0.09220	72	29	4	1419	1161				
M0131	0.11867	63	23	4	548	767				
M0132	0.11867	209	77	5	1749	2514				
M0134	0.11867	178	66	4	985	2042				
M0135	0.11867	84	31	4	236	916				
M0133	0.11867	167	62	4	1878	2113				

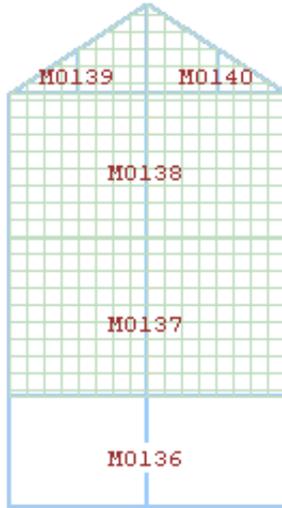
Verifica deformazioni				
caso	sest.	drift	Limite	
M0121	4	3	0.0	8.8
M0122	4	3	0.0	8.8
M0123	4	3	0.0	8.8
M0124	4	3	0.0	8.8
M0125	4	3	0.0	8.8
M0126	4	6	0.0	13.0
M0127	4	6	0.0	13.0
M0128	4	6	0.0	13.0
M0129	4	6	0.0	13.0
M0130	4	6	0.0	13.0
M0131	4	6	0.0	11.8
M0132	4	6	0.0	11.8
M0134	4	6	0.0	11.8
M0135	4	6	0.0	11.8
M0133	4	6	0.0	11.8

VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res		Pressoflessione			Taglio				
mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.	
F0082	03 01	4	875	4725	4	2677	3500 [-]		
F0083	03 01	5	1030	4725	4	1316	3500 [-]		
F0084	03 01	5	1276	4725	4	1091	3500 [-]		
F0085	03 01	4	849	4725	4	2546	3500 [-]		
F0086	03 01	4	156	2969	4	1816	5457 [-]	002	
F0087	03 01	4	232	2705	4	1365	5388 [-]	002	
F0088	03 01	5	66	2705	4	2176	4962 [-]	002	
F0089	03 01	5	48	2969	4	1475	5330 [-]	002	

F0090		03	01		4	124	2705		4	1332	5261	[-]		002	
F0091		03	01		4	847	2705		4	1809	4982	[-]		002	
F0092		03	01		4	220	2969		4	1311	5467	[-]		002	
F0093		03	01		4	40	1380		4	1052	3713	[-]		002	
F0094		03	01		4	35	1380		4	958	3804	[-]		002	
F0095		03	01		4	39	2969		4	970	5438	[-]		002	
F0096		03	01		4	56	1380		4	871	3718	[-]		002	
F0097		03	01		5	99	1380		4	1511	3804	[-]		002	

-----  
PARETE 3 - da ( 5600.68 , 313.32 ) a ( 5600.68 , 916.16 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

	Car.mecc/res			Dati geometrici			Ecc. e2			
	mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0136	03	01	602.8	50.0	220.0	13020	1.1	1	0.6	
M0137	03	01	602.8	50.0	325.0	19278	1.6	1	0.8	001
M0138	03	01	602.8	40.0	295.0	14184	1.5	1	0.7	001
M0139	03	01	301.4	40.0	80.0	2251	0.4	1	0.2	001
M0140	03	01	301.4	40.0	80.0	2251	0.4	1	0.2	001

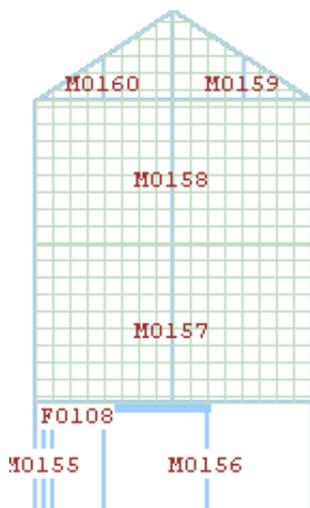
	Pressoflessione nel piano					
	caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd
M0136	5	26215	+0.00	26215	16765	47095
M0137	5	12194	+0.00	12194	6386	70548
M0138	5	3670	+0.00	3670	2843	60560
M0139	4	128	+0.00	128	219	13702
M0140	4	126	+0.00	126	216	13699

	Taglio nel piano							
	caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0136	5	16765	4113	1.00	5619	+0.00	5619	14507
M0137	5	6386	702	1.00	3791	+0.00	3791	17477
M0138	5	2843	1439	1.00	1868	+0.00	1868	13768
M0139	4	219	113	1.00	20	+0.00	20	5023
M0140	4	216	112	1.00	20	+0.00	20	5021

	Sismica fuori piano					
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0136	0.06873	298	82	4	16765	3906
M0137	0.09220	575	234	4	6386	1555
M0138	0.11867	541	199	4	2843	560
M0139	0.13532	98	10	4	219	44
M0140	0.13532	98	10	5	216	43

Verifica deformazioni				
	caso	sest.	drift	Limite
M0136	5	0	0.0	8.8
M0137	5	10	0.1	13.0
M0138	5	5	0.0	11.8
M0139	5	10	0.0	3.2
M0140	5	10	0.0	3.2

-----  
PARETE 4 - da ( 6100.93 , 313.32 ) a ( 6100.93 , 916.16 )  
-----



#### VERIFICHE MASCHI MURARI

	Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
	mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0155	03	01	41.0	60.0	220.0	1063	1.1	1	0.6	
M0156	03	01	451.3	60.0	220.0	11698	1.1	1	0.6	
M0157	03	01	602.8	63.0	325.0	23583	1.6	1	0.8	002
M0158	03	01	602.8	53.0	295.0	18115	1.5	1	0.7	002
M0159	03	01	301.4	53.0	80.0	2875	0.4	1	0.2	002
M0160	03	01	301.4	53.0	80.0	2875	0.4	1	0.2	002

	Pressoflessione nel piano					
	caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd
M0155	5	118	+0.00	118	1170	226
M0156	5	13022	+0.00	13022	16115	33719
M0157	5	8854	+0.00	8854	11801	129765
M0158	5	5676	+0.00	5676	4533	111274
M0159	4	214	+0.00	214	423	25898
M0160	4	212	+0.00	212	412	25887

	Taglio nel piano							
	caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0155	5	1170	75	0.67	98	+0.00	98	750
M0156	5	16115	1533	1.00	5538	+0.00	5538	13334
M0157	5	11801	8593	1.00	5579	+0.00	5579	27539
M0158	5	4533	2697	1.00	3010	+0.00	3010	21944
M0159	4	423	189	1.00	33	+0.00	33	7524
M0160	4	412	187	1.00	33	+0.00	33	7519

	Sismica fuori piano					
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0155	0.06873	24	7	4	1170	331
M0156	0.06873	268	74	5	16115	4483

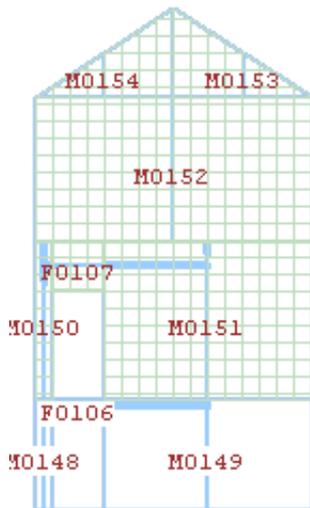
M0157	0.09220	690	280	4	11801	11455	
M0158	0.11867	676	249	4	4533	7911	
M0159	0.13532	122	12	4	423	3560	
M0160	0.13532	122	12	4	412	3557	

Verifica deformazioni					
caso	sest.	drift	Limite		
M0155	5	3	0.0	8.8	
M0156	5	3	0.0	8.8	
M0157	5	6	0.1	13.0	
M0158	5	6	0.0	11.8	
M0159	5	4	0.0	3.2	
M0160	5	4	0.0	3.2	

VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res		Pressoflessione			Taglio			
mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0108	03 01	4	6	96	5	155	333 [-]	

-----  
PARETE 5 - da ( 6606.93 , 313.32 ) a ( 6606.93 , 916.16 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0148	03 01	41.0	50.0	220.0	886	1.1	1	0.6	
M0149	03 01	451.6	50.0	220.0	9755	1.1	1	0.6	
M0150	03 01	41.0	53.0	325.0	1349	1.6	1	0.9	002
M0151	03 01	451.6	53.0	325.0	14864	1.6	1	0.8	002
M0152	03 01	602.8	53.0	295.0	18115	1.5	1	0.7	002
M0153	03 01	301.4	53.0	80.0	2875	0.4	1	0.2	002
M0154	03 01	301.4	53.0	80.0	2875	0.4	1	0.2	002

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0148	5	117	+0.00	117	2954	499	
M0149	5	11103	+0.00	11103	8533	18377	
M0150	5	155	+0.00	155	408	528	
M0151	5	7230	+0.00	7230	7408	68432	
M0152	5	5218	+0.00	5218	4579	111368	
M0153	4	257	+0.00	257	409	25884	
M0154	5	276	+0.00	276	434	25909	

		Taglio nel piano						
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0148	5	2954	77	0.67	99	+0.00	99	944
M0149	5	8533	11103	1.00	4824	+0.00	4824	8174
M0150	5	408	124	0.67	109	+0.00	109	2102
M0151	5	7408	4237	1.00	3255	+0.00	3255	21987
M0152	5	4579	5113	1.00	1927	+0.00	1927	21962
M0153	4	409	227	1.00	40	+0.00	40	7518
M0154	5	434	244	1.00	42	+0.00	42	7530

		Sismica fuori piano				
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0148	0.06873	20	6	4	2954	608
M0149	0.06873	223	61	4	8533	2035
M0150	0.09220	39	16	4	408	559
M0151	0.09220	431	175	4	7408	6751
M0152	0.11867	676	249	4	4579	7920
M0153	0.13532	122	12	4	409	3557
M0154	0.13532	122	12	4	434	3562

Verifica deformazioni				
caso	sest.	drift	Limite	
M0148	5	3	0.0	8.8
M0149	5	3	0.0	8.8
M0150	5	6	0.1	13.0
M0151	5	6	0.1	13.0
M0152	5	6	0.0	11.8
M0153	5	9	0.0	3.2
M0154	5	9	0.0	3.2

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res		Pressoflessione			Taglio			
mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0106	03 01	5	8	80	5	242	278 [-]	
F0107	03 01	5	332	2705	5	1610	5500 [-]	002

## 7.3 Rinforzo solaio

Il comportamento statico del sistema mista acciaio-calcestruzzo è stato modellato secondo le indicazioni dell'Eurocodice 4 (UNI EN 1994-1-1) e delle NTC 2018, assumendo travi appoggiate, carico distribuito e struttura puntellata in fase costruttiva. Le verifiche strutturali hanno riguardato:

- resistenza a flessione e a taglio (SLU)
- verifica a deformabilità (SLE)
- verifica dello scorrimento nei connettori
- verifica del numero e passo dei connettori

#### o Caratteristiche meccaniche dei materiali

Acciaio putrella	<b>S235</b>	Tensione caratteristica a snervamento	$f_{yk}$	235.0 MPa
		Modulo elastico	$E_a$	210000 MPa
		Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{ac,es}$	1.05 -
		Tensione a snervamento di progetto	$f_{yd}$	223.8 MPa
Calcestruzzo soletta	<b>LecaCLS 1400</b>	Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck}$	22.5 MPa
		Modulo elastico	$E_{cm}$	15000 MPa

		Peso specifico	$\rho$	15.5 kN/m <sup>3</sup>
		Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c$	1.50 -
		Resistenza a compressione di progetto	$f_{lcd}$	12.8 MPa
Connettore	<b>Connettore CentroStorico Acciaio Incollato applicati mediante Adesivo CentroStorico Connettore Acciaio</b>			
		Resistenza caratteristica	$P_{Rk}$	22.16 kN
		Coefficiente di sicurezza	$\gamma$	1.50 -
		Resistenza di progetto	$P_{Rd}$	14.77 kN
Armatura nuova	<b>B450C</b>	Tensione a snervamento	$f_{sk}$	450 MPa
		Modulo elastico	$E_s$	210000 MPa
		Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{ac}$	1.15 -
		Tensione a snervamento di progetto	$f_{sd}$	391.3 MPa

### ○ Geometria

Putrella <b>IPE 120</b>	Altezza profilo	$h_a$	120.0 mm
	Base ala	$b_f$	64.0 mm
	Spessore ala	$t_f$	6.3 mm
	Spessore anima	$t_w$	4.4 mm
	Raggio anima-ala	$r$	7.0 mm
	Area totale	$A_a$	13.21 cm <sup>2</sup>
	Area resistente a taglio	$A_v$	6.31 cm <sup>2</sup>
	Momento d'inerzia	$J_a$	317.75 cm <sup>4</sup>
	Modulo di resistenza elastico	$W_a$	52.96 cm <sup>3</sup>
	Classe dell'ala della sezione	$c$	1 -
	Luce	$L$	500.00 cm
	Interasse	$i$	50 cm
	Soletta in calcestruzzo	Spessore	$h_c$
Base efficace		$b_{eff}$	50.00 cm
Pannello alleggerimento	Base raccordo in calcestruzzo	$b_r$	- cm
	Altezza raccordo/pannello	$h_p$	- cm
	Larghezza pannello	$L_p$	- cm

### ○ Carichi

Coefficienti di sicurezza	Carichi permanenti strutturali	$\gamma_{G1}$	1.3 -
	Altri carichi permanenti non strutturali	$\gamma_{G2}$	1.5 -
	Carichi variabili	$\gamma_Q$	1.5 -
Peso proprio	Peso putrella	$G_1$	0.20 kN/m <sup>2</sup>
	Peso riempimento tra putrelle		0.85 kN/m <sup>2</sup>
	Soletta collaborante (5 cm)		0.78 kN/m <sup>2</sup>

Permanenti	Lecamix Facile (5.00 cm)	G <sub>2</sub>	0.50 kN/m <sup>2</sup>
	-		0.00 kN/m <sup>2</sup>
	Altri permanenti		0.00 kN/m <sup>2</sup>
Variabili		Q	2.00 kN/m <sup>2</sup>

○ **Risultati di calcolo**

**MOMENTO POSITIVO (SLU)**

Verifica momento	M <sub>Sd</sub>	<b>9.42</b>	<b>kNm</b>	< M <sub>Rd</sub>	<b>9.78</b>	<b>kNm</b>	<b>Verificato</b>
------------------	-----------------	-------------	------------	-------------------	-------------	------------	-------------------

**TAGLIO (SLU)**

Verifica taglio	V <sub>Sd</sub>	<b>7.53</b>	<b>kN</b>	< $\frac{V_{pl,R}}{d}$	<b>81.48</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>
-----------------	-----------------	-------------	-----------	------------------------	--------------	-----------	-------------------

**DEFORMABILITÀ (SLE)**

Verifica freccia carichi variabili	δ <sub>2</sub>	<b>16.44</b>	<b>mm</b>	< δ <sub>2,lim</sub>	<b>16.67</b>	<b>mm</b>	<b>Verificato</b>
Verifica freccia totale	δ <sub>tot</sub>	<b>19.44</b>	<b>mm</b>	> δ <sub>max</sub>	<b>20.00</b>	<b>mm</b>	<b>Verificato</b>

Limiti deformabilità: Solai in generale

Limite freccia carichi variabili	δ <sub>2,lim</sub>	L/300 -
Limite freccia totale	δ <sub>max</sub>	L/250 -
Controfreccia	δ <sub>C</sub>	0.00 mm
Freccia carichi permanenti	δ <sub>1</sub>	2.99 mm
Freccia carichi variabili (comprensiva di freccia ritiro cls)	δ <sub>2</sub>	16.44 mm
Freccia ritiro cls	δ <sub>ritiro</sub>	9.81 mm
Freccia totale	δ <sub>tot</sub>	21.44 mm

**SCORRIMENTO CONNESSIONE**

Verifica scorrimento	τ <sub>b</sub>	<b>38.65</b>	<b>kN/m</b>	< τ <sub>b,lim</sub>	<b>53.17</b>	<b>kN/m</b>	<b>Verificato</b>
----------------------	----------------	--------------	-------------	----------------------	--------------	-------------	-------------------

○ **Connessione**

<b>DISTRIBUZIONE COSTANTE</b>					
Spaziatura		N° connettori		per trave	a m <sup>2</sup>
cm	cm	effettivi			
L = 500	27.8	18		<b>18</b>	<b>7.2</b>

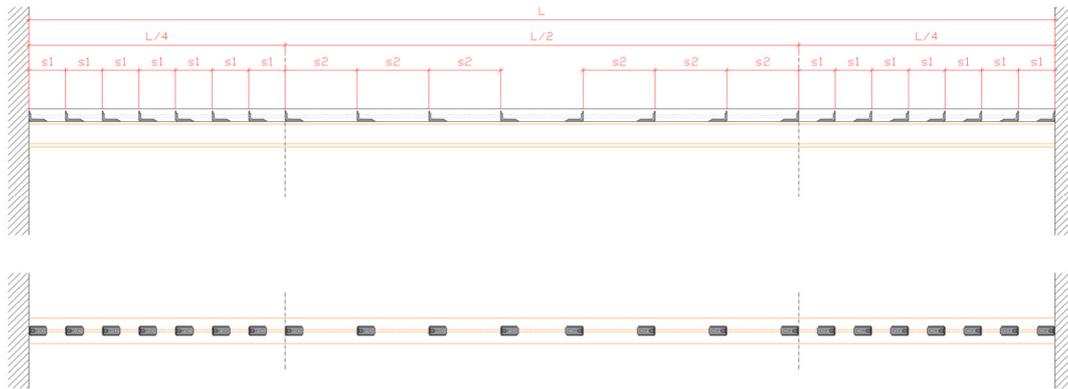


Figura 50: Posizionamento connettori per rinforzo solai

## 7.4 Analisi simica post-intervento e comparazione

Per la costruzione oggetto di questa analisi, sono stati ricavati i seguenti dati. Valori di accelerazione di picco al suolo di domanda per i due stati limite principali e relativi periodi di ritorno:

- SLD: PGAD = 0.029268g TrD = 50 anni
- SLV: PGAD = 0.056289g TrD = 474 anni

Valori di accelerazione di picco al suolo di capacità della struttura prima dell'intervento e relativi periodi di ritorno:

- SLD: PGAC = 0.007902g TrC = 1 anni
- SLV: PGAC = 0.007902g TrC = 9 anni

Valori di accelerazione di picco al suolo di capacità della struttura dopo l'intervento e relativi periodi di ritorno:

- SLD: PGAC = 0.011063g TrC = 14 anni
- SLV: PGAC = 0.039751g TrC = 132 anni

La costruzione nella situazione pre-intervento non risulta verificata neppure portando l'azione sismica agente al valore minimo previsto dalla normativa. Pertanto viene assegnata la classe di rischio G senza applicare la procedura di calcolo del metodo convenzionale.

Per la costruzione post-intervento:

- SLID:  $\lambda = 10\%$
- SLO:  $\lambda = 10\%$
- SLD:  $\lambda = 7.1\%$
- SLV:  $\lambda = 0.8\%$
- SLC:  $\lambda = 0.4\%$
- SLR:  $\lambda = 0\%$

Utilizzando i dati elencati precedentemente, è possibile calcolare i parametri PAM e IS-V.

Per la situazione post-intervento si ottengono i seguenti valori:

- **PAM = 3%, classe di rischio PAM: D**
- **IS-V = 71%, classe di rischio IS-V: B**

Per la situazione post-intervento si ottiene la seguente curva.

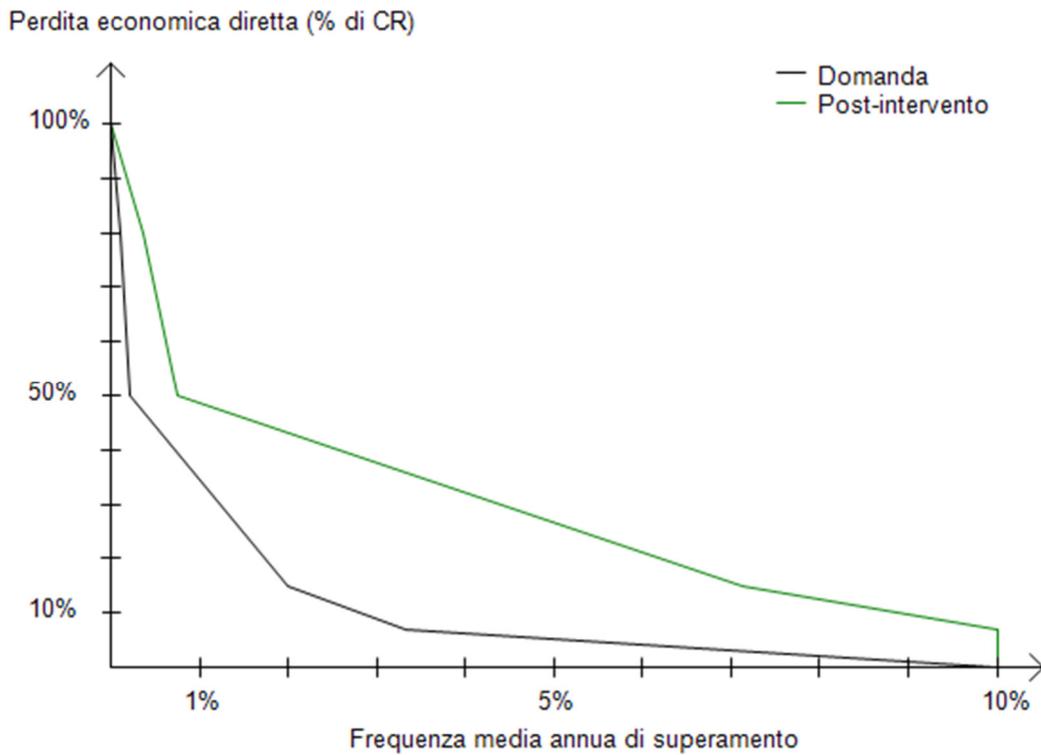


Figura 51: Andamento della curva che individua il PAM per la situazione post-intervento.

In conclusione, l'analisi eseguita fornisce i seguenti risultati:

- **pre-intervento: classe di rischio sismico G**
- **post-intervento: classe di rischio sismico D**



Figura 52: Comparazione classe rischio sismico pre- e post-intervento

L'analisi condotta ha evidenziato una situazione strutturale fortemente carente prima dell'intervento, con valori di capacità sismica (PGAC) estremamente ridotti rispetto alla domanda sismica (PGAD), sia per lo Stato Limite di Danno (SLD) che per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). In particolare, la struttura non è risultata verificata nemmeno al livello minimo di azione sismica previsto dalla normativa, facendo ricadere l'edificio nella classe di rischio sismico più bassa, G, senza necessità di applicare la procedura convenzionale di classificazione.

A seguito dell'intervento di miglioramento sismico, l'edificio mostra un significativo incremento della capacità, con un PGAC post-intervento pari a 0.039751g per lo SLV, corrispondente a un periodo di ritorno di 132 anni, contro i soli 9 anni della condizione originaria. I parametri di rischio calcolati, PAM = 3% e IS-V = 71%, corrispondono rispettivamente alle classi di rischio PAM D e IS-V B, consentendo di assegnare all'edificio una classe di rischio sismico finale pari a D, secondo quanto previsto dalle Linee Guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni.

Questi risultati confermano l'efficacia dell'intervento, che pur non raggiungendo i livelli di sicurezza propri dell'adeguamento, riduce sensibilmente la vulnerabilità sismica della struttura e consente il miglioramento della classe di rischio di tre livelli (da G a D), con benefici significativi in termini di sicurezza e accesso a eventuali incentivi fiscali legati al Sisma bonus.

## 7.5 Quadro economico dell'intervento

Num. ORD TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	IMPORTI €
		Totale
<b>RIEPILOGO PER CAPITOLI</b>		
	CME Intervento di miglioramento sismico	
	Demolizioni	5.152,13
	Opere in legno	23.651,18
	Rinforzo strutturale	75.817,11
	Opere provvisoriale	8.140,01
	<b>Totale CME Intervento di miglioramento sismico</b>	<b>112.760,43</b>

Figure 53: CME miglioramento sismico

## 8. Intervento locale

Come terza ipotesi progettuale, si propone un intervento locale, finalizzato al consolidamento di una porzione specifica della struttura, in questo caso della copertura, senza alterare significativamente il comportamento globale dell'edificio. Secondo quanto definito al § 8.4.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, gli interventi locali sono finalizzati a ripristinare, migliorare o mantenere le caratteristiche meccaniche di singole parti o elementi strutturali, senza modificare in modo sostanziale la risposta complessiva della costruzione alle azioni sismiche. Tali interventi non richiedono il raggiungimento di un incremento dell'indice di sicurezza come nel caso del miglioramento, ma devono comunque essere giustificati da un'adeguata valutazione tecnica e progettati in modo da non introdurre nuove criticità o meccanismi locali di collasso.

Nel caso in esame, l'intervento locale riguarda la copertura, la cui condizione di degrado è stata documentata da rilievi fotografici e da evidenze dirette. La struttura esistente presenta ammaloramenti diffusi, cedimenti localizzati e materiali deteriorati, a seguito di anni di esposizione agli agenti atmosferici e ripetuti eventi meteorici estremi. Pertanto, si è ritenuto necessario intervenire con una rimozione completa della copertura esistente, a partire dallo smontaggio dei manti di copertura e delle strutture secondarie in legno, fino alla completa liberazione del solaio di sottotetto.

Successivamente alla rimozione, si procederà con la pulizia e regolarizzazione del piano di imposta mediante l'applicazione di un getto di malta strutturale (Emaco), con funzione di livellamento e consolidamento superficiale, così da creare una superficie di appoggio continua e orizzontale, adatta a ricevere la nuova copertura. Questo intervento consente non solo di migliorare le condizioni statiche locali, ma anche di facilitare la messa in opera della nuova struttura di copertura in condizioni ottimali di planarità e connessione.

Contestualmente, al fine di garantire un appoggio sicuro e adeguato alla nuova struttura lignea, si procederà al rinforzo dei pilastri in muratura del sottotetto mediante l'applicazione di intonaco armato strutturale. La tecnica prevede l'uso di rete elettrosaldata  $\varnothing 6$  mm, maglia  $20 \times 20$  cm in acciaio B450C, ancorata con connettori meccanici ( $1/m^2$ ) e inglobata nella malta a base di calce idraulica naturale NHL 3,5 (EPOCA CALCE – NHL 105). Tale intervento consente di aumentare la resistenza a compressione e a taglio dei pilastri, migliorandone la capacità portante e la risposta sismica locale, senza modificarne la geometria né la funzione.

La nuova copertura sarà realizzata interamente in legno lamellare GL24h, secondo le stesse modalità e caratteristiche adottate nel caso del progetto di ricostruzione. In particolare, verranno utilizzate travi principali in colmo sez.  $20 \times 24$  cm, puntoni  $12 \times 20$  cm, banchina  $20 \times 32$  cm, e un abbaino realizzato con travi in legno sez.  $10 \times 12$  cm, opportunamente ancorate al nuovo piano di imposta. Questa soluzione garantisce leggerezza strutturale, buone prestazioni meccaniche e un corretto inserimento nel contesto architettonico dell'edificio esistente.

Trattandosi di un intervento circoscritto e coerente con la funzione originaria della copertura, non si prevede una variazione significativa del comportamento globale dell'edificio, ma solo un miglioramento locale della capacità di trasmettere i carichi verticali e di resistere alle azioni orizzontali, con benefici evidenti anche in termini di durabilità, sicurezza e funzionalità d'uso.

## 8.1 Analisi dei carichi

Nel contesto dell'intervento locale di rifacimento della copertura, è stata eseguita un'attenta analisi dei carichi gravanti sull'impalcato di copertura, considerando sia le azioni permanenti legate alla stratigrafia del pacchetto, sia i carichi variabili, con particolare riferimento alla neve. Di seguito si riportano i valori di progetto assunti per ciascuna componente:

- Carico permanente da peso proprio della struttura in legno lamellare: 35 daN/m<sup>2</sup> (valore medio stimato per l'orditura principale e secondaria in legno lamellare GL24h, comprensiva di travi di colmo, puntoni, banchine e abbaino, con interassi convenzionali)
- Carico permanente del tavolato ligneo (sp. 3 cm): 30 daN/m<sup>2</sup>
- Carico permanente del manto di copertura in tegole: 50 daN/m<sup>2</sup>
- Carico permanente vario (listelli, ventilazione, impermeabilizzazioni, ecc.): 20 daN/m<sup>2</sup>
- Carico permanente dello strato isolante termico: 20 daN/m<sup>2</sup>
- Carico variabile da neve (zona climatica di riferimento): 125 daN/m<sup>2</sup>

Questi valori saranno impiegati nelle combinazioni di carico previste dalla normativa per le verifiche agli stati limite ultimi ed esercizio. Il corretto dimensionamento della copertura dipende dalla somma ponderata di tutte queste azioni, che concorrono alla definizione delle sollecitazioni principali agenti sugli elementi strutturali.

## 8.2 Casi di carico

Nell'ambito della modellazione e verifica strutturale dell'intervento locale, sono state definite e applicate le combinazioni di carico previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e dalla relativa Circolare esplicativa n. 7/2019, con riferimento agli Stati Limite Ultimi (SLU), Stati Limite di Esercizio (SLE) e condizioni eccezionali. Le combinazioni tengono conto dei carichi permanenti e variabili agenti sulla copertura, come precedentemente analizzato, e delle azioni sismiche nelle due direzioni principali X e Y, integrate da componenti torcenti aggiuntive.

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE				CASI INS.	
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
1	SLU SENZA SISMA	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.300	+		
				2	Permanente_____	1.500	+		
2	SISMAX SLU	NONUT	somma	4	Sisma_X	1.000	+/-		
				6	Torcente_add._X	1.000	+/-		
3	SISMAX SLU	NONUT	somma	5	Sisma_Y	1.000	+/-		
				7	Torcente_add._Y	1.000	+/-		
4	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+	2	1.000
				2	Permanente_____	1.000	+	3	.300

5	SLU con SISMAY PRINC	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+	3	1.000
				2	Permanente_____	1.000	+	2	.300
6	SLD con SISMAX PRINC	SLD	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+	2	.731
				2	Permanente_____	1.000	+	3	.219
7	SLD con SISMAY PRINC	SLD	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+	3	.731
				2	Permanente_____	1.000	+	2	.219
8	Rara	RARA	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+		
				2	Permanente_____	1.000	+		
				3	Neve_(<1000m_s1m)___	1.000	+		
9	Frequente	FREQ	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+		
				2	Permanente_____	1.000	+		
				3	Neve_(<1000m_s1m)___	.200	+		
10	Quasi Perm	QPERM	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+		
				2	Permanente_____	1.000	+		
11	SLU NEVE	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.300	+		
				2	Permanente_____	1.500	+		
				3	Neve_(<1000m_s1m)___	1.500	+		

Le combinazioni definite comprendono quindi tutte le condizioni necessarie alla valutazione della sicurezza strutturale nelle varie fasi di esercizio e in presenza di eventi sismici, secondo quanto previsto dal capitolo 2 delle NTC. L'elenco completo dei casi di carico implementati è riportato nella tabella di progetto allegata.

### 8.3 Scheda materiale – Legno lamellare GL24h

**DATI MATERIALE** ARCHIVIO

Descrizione

Norma  Classe

fm,k	<input type="text" value="240"/>	E0,m	<input type="text" value="116000"/>	$\rho_k$	<input type="text" value="0.00037"/>
ft,0,k	<input type="text" value="165"/>	E0,05	<input type="text" value="94000"/>	$\rho_m$	<input type="text" value="0.00045"/>
ft,90,k	<input type="text" value="4"/>	E90,m	<input type="text" value="3900"/>	<	
fc,0,k	<input type="text" value="240"/>	Gm	<input type="text" value="7200"/>		
fc,90,k	<input type="text" value="27"/>	G0,05	<input type="text" value="5834.48"/>		
fv,k	<input type="text" value="27"/>				

Salva in custom per i nuovi lavori

Classe di servizio:  < Tipo legno:  COPIA Riferimento:

Kh nel caso di tipo legno Altro:  Legno massiccio  Legno lamellare

Classe di durata:	Kmod	Casi	ft,0,d (*)	fc,0,d	fm,d (*)	fv,d	$\gamma_m$
Permanente	<input type="text" value="0.6"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="68.28"/>	<input type="text" value="99.31"/>	<input type="text" value="99.31"/>	<input type="text" value="11.17"/>	<input type="text" value="1.45"/>
Lunga	<input type="text" value="0.7"/>	<input type="text"/>	<input type="text" value="79.66"/>	<input type="text" value="115.86"/>	<input type="text" value="115.86"/>	<input type="text" value="13.03"/>	<input type="text" value="0.8"/>
Media	<input type="text" value="0.8"/>	<input type="text"/>	<input type="text" value="91.03"/>	<input type="text" value="132.41"/>	<input type="text" value="132.41"/>	<input type="text" value="14.9"/>	<input type="text" value="0.1"/>
Breve	<input type="text" value="0.9"/>	<input type="text" value="11"/>	<input type="text" value="102.41"/>	<input type="text" value="148.97"/>	<input type="text" value="148.97"/>	<input type="text" value="16.76"/>	<input type="text" value="0.01"/>
Istantanea	<input type="text" value="1.1"/>	<input type="text" value="4, 5"/>	<input type="text" value="125.17"/>	<input type="text" value="182.07"/>	<input type="text" value="182.07"/>	<input type="text" value="20.48"/>	<input type="text" value="2.5"/>

(\*) valori per Kh=1

Applica riduzione Kcr  
Coeff.   
Kcr

Figura 54-55: Caratteristiche meccaniche e di calcolo del Legno Lamellare GL24h  
Fonte: CDM Dolmen

## 8.4 Verifiche elementi portanti

### ○ Colmo 20x24

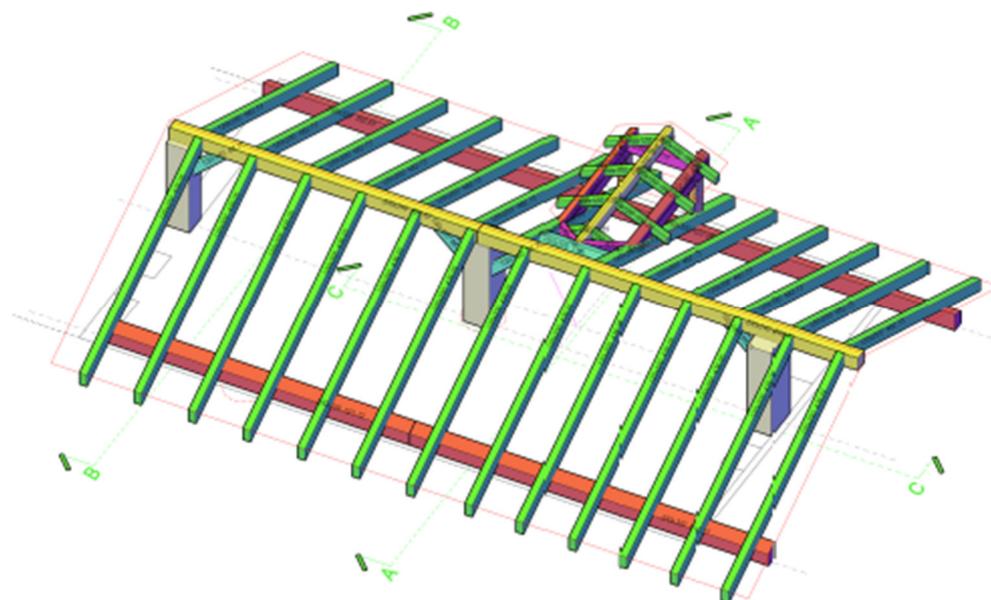


Figura 56: Modellazione 3D nuova copertura

#### CASI DI CARICO

N	Descrizione	So11.
1	SLU SENZA SISMA	1
4	SLU con SISMAX PRINC	16
5	SLU con SISMAX PRINC	16
11	SLU NEVE	1

#### VERIFICA ASTE IN LEGNO – COMPLETA ELEMENTO MAGGIORMENTE SOLLECITATO

Rettangolare (sezione n. 4; b=20; h=24) ----- ASTA (189-190) 388  
 khz= 1.096 ; khy= 1.1 ; kht= 1.096 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	133.00	19.20	.309	.548	.999
Y	133.00	23.04	.371	.572	.992

Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	K crit
133.00	7527.8	.179	1.000
133.00	10840.	.149	1.000

----- PROGR.( 1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
4- 7	0.0	16900.1	1660.4	-344.0	346.2	428.7
4- 8	0.0	16863.0	1658.0	-503.7	345.7	467.0
11- 1	0.0	1986.3	100.5	-955.8	.7	1061.9

TENSIONI :

Caso	st0d	sc0d	smzd	smyd	fspfd	fsifl	fsito	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
4- 7	0.0	.7	0.0	10.6	.053	.057	.007	.79	1.2	.79	1.4	.038	si
4- 8	0.0	1.0	0.0	10.5	.053	.058	.009	.79	1.2	.79	1.6	.039	si
11- 1	0.0	2.0	0.0	1.2	.008	.021	.013	.05	0.0	.05	3.6	.048	si

----- PROGR.( 9) 133.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
11- 1	137922.6	1890.7	100.5	-955.8	.7	1012.1

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
11- 1	0.0	2.0	71.8	1.2	.445	.458	.207	.05	0.0	.05	3.4	.044	si

○ **Puntoni 12x20**

VERIFICA ASTE IN LEGNO - COMPLETA ELEMENTO MAGGIORMENTE SOLLECITATO

Rettangolare (sezione n. 3; b=12; h=20) ----- ASTA (155-154) 177  
 khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K	crit	
Z	353.32	61.20	.984	1.019	.781	353.32	1285.6	.432	1.000		
Y	353.32	101.99	1.640	1.913	.345	353.32	3571.2	.259	1.000		

----- PROGR.( 1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
11- 1	0.0	0.0	0.0	-826.8	0.0	730.6

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
11- 1	0.0	3.4	0.0	0.0	.001	.067	.067	0.00	0.0	0.00	4.9	.294	si

----- PROGR.( 5) 176.66

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	35054.2	0.0	0.0	-224.6	0.0	0.0
11- 1	64529.2	0.0	0.0	-413.4	0.0	0.0

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	.9	43.8	0.0	.401	.413	.188	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
11- 1	0.0	1.7	80.7	0.0	.492	.507	.276	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.( 9) 353.32

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-396.9
11- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-730.6

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	2.7	.240	si
11- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	4.9	.294	si

○ **Dormiente 20x32**

VERIFICA ASTE IN LEGNO - COMPLETA ELEMENTO MAGGIORMENTE SOLLECITATO

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=32) ----- ASTA (167-134) 273  
 khz= 1.065 ; khy= 1.1 ; kht= 1.065 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	82.00	8.88	.143	.502	1.016	82.00	9564.5	.158	1.000
Y	82.00	14.20	.228	.523	1.008	82.00	24485.	.099	1.000

----- PROGR.( 1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-280.3	2.9	2040.7	.1	.1	-772.5
5- 2	2996.9	.2	466.6	-1.2	0.0	-531.6
5-15	-3428.3	3.8	2292.0	1.4	.1	-517.8
11- 1	-278.5	5.3	3724.2	.3	.1	-1386.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	.1	0.0	.001	0.000	0.000	.68	0.0	.68	2.0	.080	si
5- 2	0.0	0.0	.9	0.0	.005	0.000	0.000	.16	0.0	.16	1.3	.010	si
5-15	0.0	0.0	1.0	0.0	.005	0.000	0.000	.77	0.0	.77	1.3	.034	si
11- 1	0.0	0.0	.1	0.0	.001	0.000	0.000	1.24	0.0	1.24	3.5	.104	si

----- PROGR.( 9) 82.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	-65302.3	-2.0	2040.7	.1	.1	-813.4
11- 1	-115669.7	-3.6	3724.2	.3	.1	-1427.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	19.1	0.0	.181	0.000	.033	.68	0.0	.68	2.1	.083	si
11- 1	0.0	0.0	33.9	0.0	.214	0.000	.046	1.24	0.0	1.24	3.6	.106	si

○ **Abbaino**

VERIFICA ASTE IN LEGNO - COMPLETA ELEMENTO MAGGIORMENTE SOLLECITATO

Rettangolare (sezione n. 7; b=10; h=16) ----- ASTA (247-245) 353  
 khz= 1.1 ; khy= 1.1 ; kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	76.58	16.58	.267	.534	1.004	76.58	5120.7	.216	1.000
Y	76.58	26.53	.427	.597	.985	76.58	13109.	.135	1.000

----- PROGR.( 1) 0.00

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
11- 1	23727.7	641.1	261.4	-110.0	7.1	-66.7

TENSIONI :

Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
11- 1	0.0	.7	55.6	2.4	.350	.354	.120	.70	.1	.70	.7	.035	si

----- PROGR.( 9) 76.58

SOLLECITAZIONI :

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
11- 1	18248.9	96.7	261.4	-110.0	7.1	-76.3

TENSIONI

Caso	st0d	sc0d	smzd	smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau VE
11- 1	0.0	.7	42.8	.4	.263	.267	.073	.70	.1	.70	.8	.036

### ○ Verifica tirafondi staffe

A seguito dell'analisi svolta, la forza sismica che viene generata al piano dell'impalcato della copertura, e più precisamente dove sono connessi i puntoni al consolo perimetrale risulta essere pari a circa 321 daN/puntone per quanto riguarda le seguenti condizioni:

- SLU con SISMA Y PRINCIPALE
- SLU con SISMA X PRINCIPALE

Pertanto, al fine della verifica degli elementi bullonati si effettueranno 3 diverse verifiche:

- Verifica sull'asse X con valore di taglio pari a ~ 76 daN
- Verifica sull'asse Y con valore di taglio pari a ~ 253 daN
- Verifica combinata in entrambi gli assi con un valore di taglio combinato YX pari a ~ 265 daN

### CASO A

Fv,rd: tensione di taglio di progetto = 380 N/mm<sup>2</sup>

Area efficace resistente bullone dim. 12 mm = 84 mm<sup>2</sup>

Numero facce della barra resistenti: 2

Taglio agente: 76 daN

$$\tau < f_{v,Rd}$$

$$\frac{T}{n \cdot A_s} < 380 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{760}{2 \cdot 84} < 380 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \sim 4.52 \frac{N}{mm^2} < 380 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

### CASO B

Fv,rd: tensione di taglio di progetto = 380 N/mm<sup>2</sup>

Area efficace resistente bullone dim. 12 mm = 84 mm<sup>2</sup>

Numero facce della barra resistenti: 2

Taglio agente: 253 daN

$$\tau < f_{v,Rd}$$

$$\frac{T}{n \cdot A_s} < 380 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{2530}{2 \cdot 84} < 380 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \sim 15.06 \frac{N}{mm^2} < 380 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

### CASO C

Fv,rd: tensione di taglio di progetto = 380 N/mm<sup>2</sup>

Area efficace resistente bullone dim. 12 mm = 84 mm<sup>2</sup>

Numero facce della barra resistenti: 2

Taglio agente:  $\sqrt{T_x^2 + T_y^2} = \sqrt{76^2 + 253^2} = \sim 265 \text{ daN}$

$$\tau < f_{v,Rd}$$

$$\frac{T}{n \cdot A_s} < 380 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{2650}{2 \cdot 84} < 380 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \sim 15.77 \frac{N}{mm^2} < 380 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

## 8.5 Quadro economico dell'intervento

Num. ORD TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	IMPORTI €
		Totale
<b>RIEPILOGO PER CAPITOLI</b>		
	CME Intervento locale	
	Opere provvisionali	7.955,36
	Opere provvisionali	7.955,36
	Demolizioni	5.292,55
	Demolizioni	5.292,55
	Nuove costruzioni	32.846,96
	Opere in legno	32.846,96
	<b>Totale CME Intervento locale</b>	<b>46.094,87</b>

Figure 57: CME Intervento locale

## 9. Conclusioni

L'obiettivo di questo lavoro è stato quello di confrontare, dal punto di vista tecnico ed economico, tre possibili strategie di intervento su un edificio esistente in muratura soggetto a rischio sismico. Le tre ipotesi progettuali – adeguamento sismico, miglioramento sismico e intervento locale – sono state analizzate con lo scopo di individuare la soluzione più vantaggiosa in termini di efficacia strutturale, costi, tempi di realizzazione e compatibilità con l'edificio esistente.

### 9.1 Confronto tecnico: Indice di vulnerabilità sismica

In riferimento all'indice di sicurezza sismica  $\zeta_E$ , definito come il rapporto tra l'accelerazione massima sopportabile dalla struttura e quella richiesta per una nuova costruzione, si evidenziano le seguenti differenze:

Tipologia di intervento	Indice $\zeta_E$	Incremento rispetto allo stato di fatto
Stato di fatto	0.30	—
Intervento locale	0.30	0.00
Miglioramento sismico	0.60	+0.30
Adeguamento sismico	1.00	+0.70

Come si evince dal grafico sottostante:

- L'intervento locale non modifica il comportamento globale della struttura e non comporta un aumento dell'indice di sicurezza, limitandosi a ripristinare o rinforzare elementi isolati.
- Il miglioramento sismico, invece, permette di raddoppiare la capacità sismica rispetto allo stato di fatto, ottenendo un  $\zeta_E = 0.60$ , compatibile con quanto previsto al § 8.4.2 delle NTC 2018.
- Solo l'adeguamento sismico consente di raggiungere i requisiti delle nuove costruzioni, con un  $\zeta_E$  pari a 1.00.

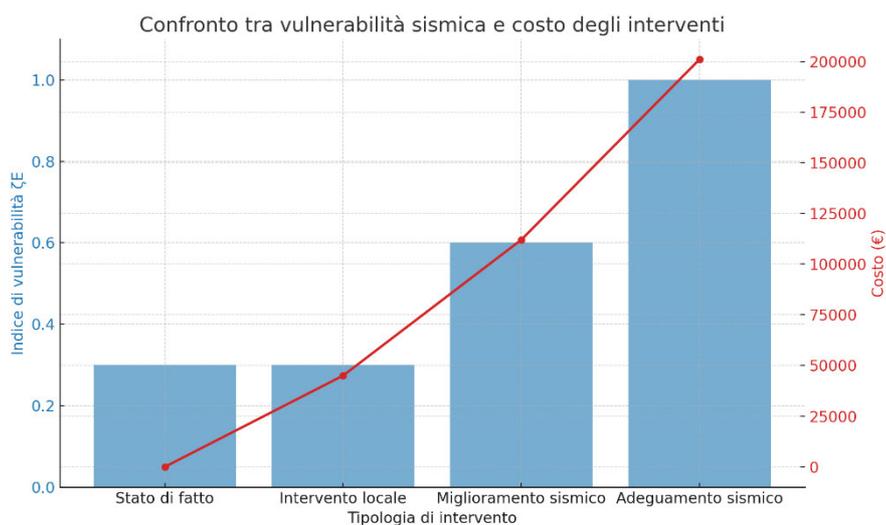


Figure 58: Grafico combinato indice vulnerabilità-costi

## 9.2 Analisi economica e tempi esecutivi

Ai fini di una valutazione complessiva, è stata svolta un'analisi comparativa anche dal punto di vista dei costi e de tempi di esecuzione:

Tipologia di intervento	Costo stimato (€)	Durata stimata
Intervento locale	45.000	1-2 mesi
Miglioramento sismico	112.000	3-4 mesi
Adeguamento sismico	201.000	6-8 mesi

Come mostrato nel grafico, l'intervento di adeguamento, pur garantendo la massima sicurezza, risulta anche il più oneroso e complesso dal punto di vista realizzativo. Al contrario, l'intervento locale è rapido ed economico, ma non offre miglioramenti significativi in termini strutturali globali. Il miglioramento sismico rappresenta quindi una soluzione intermedia, capace di ottenere benefici sostanziali a un costo più contenuto.

### 9.3 Valutazione costi-benefici

$$\text{Efficienza economica} = \frac{\Delta\zeta E}{\text{Costo (€)}}$$

Tipologia	$\Delta\zeta E$	Costo (€)	Efficienza economica ( $\zeta E/\text{€}$ )
Intervento locale	0.00	45.000	0.000
Miglioramento sismico	0.30	112.000	$2.68 \times 10^{-6}$
Adeguamento sismico	0.70	201.000	$3.48 \times 10^{-6}$

In conclusione, l'analisi svolta ha permesso di valutare in modo comparato le tre principali ipotesi di intervento strutturale considerate per l'edificio in oggetto, mettendo in evidenza le differenze sostanziali sia sotto il profilo tecnico che economico.

L'intervento di adeguamento sismico, pur rappresentando la soluzione più performante dal punto di vista strutturale – in quanto unica opzione in grado di garantire il pieno soddisfacimento delle verifiche previste per le nuove costruzioni e un indice di vulnerabilità sismica pari a 1.00 – si caratterizza per costi elevati e tempi di esecuzione lunghi. Questo lo rende una scelta strategicamente appropriata solo in presenza di criticità diffuse e nel caso si intenda intraprendere una trasformazione profonda dell'edificio, tale da giustificare la demolizione e ricostruzione completa.

L'intervento locale, al contrario, risulta il meno oneroso in termini economici e il più rapido da realizzare, limitandosi a ripristinare o rinforzare singole porzioni strutturali, senza modificare il comportamento globale dell'edificio. Tuttavia, proprio per questa sua natura circoscritta, non comporta un incremento dell'indice di sicurezza sismica e non consente un miglioramento effettivo della risposta strutturale dell'organismo edilizio.

Tra queste due opzioni si colloca l'intervento di miglioramento sismico, che si configura come la soluzione più equilibrata. Con un incremento dell'indice di vulnerabilità sismica da 0.30 a 0.60 e un costo complessivo significativamente più contenuto rispetto all'adeguamento, il miglioramento consente di rafforzare in modo sostanziale l'edificio, preservandone al contempo la struttura originaria. Anche i tempi di esecuzione risultano compatibili con un intervento in edificio esistente, limitando disagi e interruzioni d'uso.

Alla luce delle considerazioni tecniche, economiche e temporali emerse, si può dunque affermare che l'intervento di miglioramento sismico rappresenta, per il caso analizzato, la soluzione più vantaggiosa in termini di rapporto costi-benefici, in quanto capace di coniugare efficacemente sicurezza strutturale, sostenibilità economica e compatibilità esecutiva. Questa opzione appare pertanto la più coerente con gli obiettivi di consolidamento dell'edificio, senza eccedere nei costi né compromettere la funzionalità dell'immobile.

## 10. Bibliografia

### Normativa e testi tecnici

- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Norme Tecniche per le Costruzioni* – D.M. 17 gennaio 2018.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019* – Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Eurocodice 8 – *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica* (EN 1998-1 e EN 1998-3).
- UNI EN 206-1:2001 – *Calcestruzzo: specifica, prestazione, produzione e conformità*.
- Dolce M., *Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti*, Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri di Potenza, 1989.
- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 – Norme per le opere in conglomerato cementizio armato.
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 – Norme per le costruzioni in zone sismiche.
- D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380 – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.

### Manuali e software

- Manuale CSPFea – CDM Dolmen: Analisi e verifica delle strutture in muratura.
- M. Braga, F. Dolce, M. Greco – Manuale per la valutazione e riduzione del rischio sismico degli edifici, IUSS Press, Pavia, 2011.

## 11. Sitografia

- <https://www.protezionecivile.gov.it> – Dipartimento della Protezione Civile.
- <https://www.norme.uni.com> – UNI Ente Italiano di Normazione.
- <https://www.cspfea.net> – Software strutturale CDM Dolmen.
- <https://www.costruzioninet.com> – Portale tecnico per l'edilizia e le costruzioni.
- <https://www.enea.it> – ENEA, Agenzia nazionale per le nuove tecnologie, l'energia e lo sviluppo economico sostenibile.
- <https://www.mit.gov.it> – Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- <https://www.ingv.it> – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (per dati sismici e PGAs).

