



## POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Anno accademico 2024/2025

Sessione di Laurea: Dicembre 2025

# Analisi di vulnerabilità sismica della scuola “Del Bene” a Maruggio (TA)

*Seismic vulnerability analysis of the “Del Bene” School in  
Maruggio (TA)*

**Relatore:**

Prof. Alessandro Pasquale Fantilli

**Studente:**

Francesco Antonio Urso



# Abstract

Il presente lavoro di tesi ha come obiettivo l'analisi di vulnerabilità sismica e il conseguente adeguamento di una porzione dell'edificio che ospita la Scuola Elementare "Del Bene", situata in Piazza Marconi N°12, presso Maruggio (TA).

L'edificio scolastico, progettato e costruito prima dell'introduzione delle normative antisismiche, è costituito da una porzione costruita in muratura portante nel 1930 e da due ampliamenti in calcestruzzo armato, realizzati successivamente nel 1980 e nel 2000, che saranno oggetto di studi successivi. Dopo un'attenta raccolta delle informazioni disponibili e delle indagini strutturali, lo studio è stato condotto analizzando la struttura in muratura portante tramite una modellazione agli elementi finiti (FEM) con il software PRO\_SAP.

Sono stati realizzati due tipi di modelli, un modello con elementi plate shell (D3) e uno a telaio equivalente, grazie ai quali è stato possibile condurre un'analisi statica, una dinamica lineare e una statica non lineare (Pushover). Tramite il software PRO\_CINEm sono state effettuate, inoltre, le verifiche dei meccanismi locali di collasso di ogni singola parete muraria.

Dall'analisi dello stato di fatto, si evince che la struttura non possiede un comportamento scatolare, alcuni meccanismi locali non risultano verificati e le verifiche di alcuni elementi murari come maschi e fasce non risultano soddisfatte.

Sono stati valutati quindi diversi interventi di adeguamento, ai fini del conferimento del comportamento globale e del soddisfacimento delle verifiche locali sui singoli elementi murari.



# Abstract

The objective of this thesis is to analyze the seismic vulnerability and the consequent retrofitting of a portion of the building that houses the "Del Bene" Elementary School, located in Piazza Marconi 12, in Maruggio (TA).

The school building, designed and built before the introduction of anti-seismic codes, is made of a portion built in load-bearing masonry in 1930 and two remaining concrete parts, realized in 1980 and 2000, which will be subsequently studied.

After a careful collection of available information and structural investigations, the study has been conducted by analyzing the load-bearing masonry structure using finite element models (FEM) with a software called PRO\_SAP.

Two models have been realized: a plate-shell model (D3) and an equivalent frame model, which allow to perform static, linear dynamic, and nonlinear static (pushover) analyses. Additionally, by using PRO\_CINBm have been performed all the checks about the local collapse mechanisms of each individual masonry wall.

From the analysis of the existing state, it is clear that the structure doesn't exhibit a box-like behavior, some local mechanisms are not verified, and the verifications of some masonry elements like panels and spandrels are not satisfied.

Therefore a series of retrofitting interventions have been evaluated, in order to ensure a box-like behaviour and to satisfy all the local checks on the masonry elements.



# Indice

<b>Abstract</b>	i
<b>Indice delle tabelle</b>	vii
<b>Indice delle figure</b>	viii
<b>Introduzione</b>	1
<b>1 Il problema della sicurezza strutturale nelle scuole</b>	3
1.1 Inquadramento normativo . . . . .	3
1.2 Stato attuale e vulnerabilità delle strutture . . . . .	4
<b>2 Analisi delle strutture esistenti</b>	11
2.1 Carichi agenti . . . . .	11
2.1.1 Carichi permanenti e azioni variabili . . . . .	14
2.1.2 Azione sismica . . . . .	16
2.2 Materiali . . . . .	21
2.2.1 Analisi storico critica . . . . .	22
2.2.2 Rilievo geometrico-strutturale . . . . .	22
2.2.3 Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali . . . . .	24
2.2.4 Definizione dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza	26
2.3 Trattamento delle incertezze . . . . .	28
2.4 Modellazione . . . . .	31
2.4.1 Scelta del modello di materiale . . . . .	32
2.4.2 Discretizzazione del pannello murario . . . . .	34
2.4.3 Schematizzazione strutturale . . . . .	34
<b>3 Il caso studio</b>	51
3.1 Inquadramento generale . . . . .	52
3.1.1 Analisi storico-critica . . . . .	52
3.1.2 Rilievo geometrico e funzionale . . . . .	53
3.1.3 Rilievo fotografico . . . . .	54
3.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali e del terreno . . . . .	56
3.2.1 Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali . . . . .	56
3.2.2 Indagini geologiche e idrogeologiche . . . . .	61
3.3 Inquadramento sismico . . . . .	62

<b>4 Misura della sicurezza dell'edificio - caso studio</b>	<b>67</b>
4.1 Modellazione dell'edificio esistente . . . . .	67
4.1.1 Analisi dei carichi . . . . .	67
4.1.2 Modello agli elementi finiti . . . . .	71
4.1.3 Modello a telaio equivalente . . . . .	79
4.2 Analisi effettuate . . . . .	84
4.2.1 Analisi dinamica lineare – Modello a mesh D3 . . . . .	84
4.2.2 Analisi dinamica lineare – Modello a telaio equivalente . . . . .	91
4.2.3 Analisi pushover – Modello a telaio equivalente . . . . .	96
4.2.4 Analisi dei meccanismi locali di collasso . . . . .	105
<b>5 Proposta di adeguamento</b>	<b>111</b>
5.1 Primo intervento - Consolidamento dei solai in laterocemento con soletta collaborante e sistemi di connessione . . . . .	112
5.2 Secondo intervento - Introduzione di catene e controventi . . . . .	120
5.3 Terzo intervento - Introduzione dei cordoli . . . . .	126
5.4 Quarto intervento - Verifiche locali sui maschi e sulle fasce murarie . . . . .	128
5.5 Stima economica degli interventi di adeguamento . . . . .	138
<b>Bibliografia</b>	<b>144</b>
<b>A Tavole esecutive</b>	<b>145</b>

# Indice delle tabelle

4.1	Carichi permanenti strutturali $G_1$ - Solaio intermedio . . . . .	68
4.2	Carichi permanenti non strutturali $G_2$ - Solaio intermedio . . . . .	68
4.3	Carichi permanenti non strutturali $G_1$ - Solaio di copertura . . . . .	68
4.4	Carichi permanenti non strutturali $G_2$ - Solaio di copertura . . . . .	68
4.5	Carico permanente strutturale ( $G_1$ ) - Solaio scala (rampa) . . . . .	69
4.6	Carico permanente strutturale ( $G_1$ ) - Solaio scala (pianerottolo) . . .	69
4.7	Carico permanente non strutturale ( $G_2$ ) - Solaio scala (rampa) . . .	69
4.8	Carico permanente non strutturale ( $G_2$ ) - Solaio scala (pianerottolo) .	69
4.9	Spostamenti orizzontali - Traslazione X (SLV e SLD) . . . . .	75
4.10	Spostamenti orizzontali - Traslazione Y (SLV e SLD) . . . . .	76
4.11	Casi di carico implementati su PRO.SAP - Modello agli elementi finiti (analisi dinamica lineare) . . . . .	85
4.12	Casi di carico implementati su PRO.SAP - Modello a telaio equivalente (analisi dinamica lineare) . . . . .	91
4.13	Combinazioni SLU A1 (SLV sismico) – Casi 15, 18, 31 e 34. . . . .	94
4.14	Casi di carico implementati su PRO.SAP - Modello a telaio equivalente (analisi statica non lineare) . . . . .	99
4.15	Risultati delle analisi dei cinematicismi locali di collasso (SLV) . . . . .	109
5.1	Carichi permanenti strutturali $G_1$ - Solaio intermedio SP . . . . .	113
5.2	Carichi permanenti non strutturali $G_2$ - Solaio intermedio SP . . . .	114
5.3	Carichi permanenti non strutturali $G_1$ - Solaio di copertura SP . . .	114
5.4	Carichi permanenti non strutturali $G_2$ - Solaio di copertura SP . . .	114
5.5	Proprietà e sezione del profilo UPN 240 . . . . .	126
5.6	Costi principali dell'intervento di demolizione e ricostruzione dell'edificio scolastico . . . . .	139



# Indice delle figure

2.1 Confronto tra sollecitazioni e resistenze nel metodo semiprobabilistico agli stati limite . . . . .	13
2.2 Combinazioni delle azioni . . . . .	14
2.3 Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni . . . . .	15
2.4 Esempio di curve di pericolosità frattili (50%, 16% e 84%) per l'accelerazione di picco al suolo $a_S$ . . . . .	18
2.5 Albero logico utilizzato in (INGV, 2004) . . . . .	19
2.6 Livelli di rilievo per edifici in c.a., Fonte: Tabella C8.5.V Circolare Ministeriale 2019 . . . . .	25
2.7 Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura . . . . .	28
2.8 Albero logico per tre variabili X,Y e Z con due valori ciascuna . . . . .	29
2.9 Legame NRT (Monti di Sopra, 2009) . . . . .	32
2.10 Legame plastico (Calderini, 2004) . . . . .	32
2.11 Legame a danneggiamento (Calderini,2004) . . . . .	33
2.12 Cracking models: (a) discrete crack model; (b) smeared crack model . . . . .	33
2.13 Tipologie di discretizzazione dei pannelli murari . . . . .	34
2.14 Suddivisione del dominio di integrazione in una serie di sottodomini di forma elementare . . . . .	36
2.15 Rappresentazione dei meccanismi di rottura dei blocchi in muratura (Kumar et al., 2014) . . . . .	37
2.16 Micro-modellazione dettagliata e semplificata (Lourenço, 2002) . . . . .	37
2.17 Macro-modellazione . . . . .	38
2.19 Rappresentazione dei macroelementi . . . . .	40
2.20 Criteri proposti da AUGENTI (2006)(sx)e MOON (2006) (dx) . . . . .	40
2.21 Criteri proposti da Dolce (1989)(sx) e LAGOMARSINO et al. (2013) (dx) . . . . .	41
2.22 Telaio equivalente con elementi monodimensionali . . . . .	42
2.24 Telaio equivalente con elementi bidimensionali (Galasco et al., 2001) . . . . .	44
2.25 Meccanismi locali di collasso delle strutture in muratura . . . . .	49
3.1 Ubicazione della Scuola Elementare "Del Bene" . . . . .	52
3.2 Pianta delle fasi costruttive della Scuola Elementare "Tommaso Del Bene" . . . . .	53
3.3 Prospetto principale della Scuola Elementare "Tommaso Del Bene" . . . . .	54

3.4 Documentazione fotografica dell'edificio "Tommaso Del Bene" . . . . .	55
3.5 Saggio 1 Piano terra- Solaio tipo varese . . . . .	58
3.6 Saggio 3 - Piano primo Solaio tipo varese . . . . .	58
3.7 Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di uno stato di fatto migliore o in seguito a un intervento di consolidamento . . . . .	59
3.8 Definizione delle proprietà meccaniche della muratura sul software PRO SAP . . . . .	60
3.9 Saggio 2- Solaio con travetti prefabbricati e pignatte di allegerimento . . . . .	61
3.10 Valutazione della pericolosità sismica - Maruggio (TA) . . . . .	63
3.11 Definizione dei parametri spettrali elastici e del fattore di comportamento q . . . . .	65
3.12 Spettro di progetto delle componenti orizzontali . . . . .	65
3.13 Spettro di progetto della componente verticale . . . . .	66
4.2 Proprietà di riferimento - Elemento D2 - trave . . . . .	72
4.4 Proprietà di riferimento - Elemento D3 . . . . .	73
4.6 Proprietà di riferimento - Elemento solaio . . . . .	74
4.7 Modellazione della scala . . . . .	76
4.8 Modello agli elementi finiti (Mesh D3) . . . . .	78
4.9 Comportamento a flessione e taglio dei maschi e delle fasce murarie . . . . .	79
4.10 Parametri di input - parete . . . . .	80
4.11 Proprietà di riferimento del telaio equivalente SAM . . . . .	81
4.12 Proprietà di riferimento - Elemento solaio . . . . .	81
4.13 Modellazione della scala . . . . .	82
4.14 Modello a telaio equivalente . . . . .	83
4.15 Combinazioni di carico 37-56 . . . . .	86
4.16 Casi di carico 6 e 7 . . . . .	86
4.17 Casi di carico 8 e 9 . . . . .	87
4.18 Casi di carico 10 e 11 . . . . .	87
4.19 Confronto dei modi di vibrazione per i casi di carico 12 e 13. . . . .	87
4.20 Deformata primo modo di vibrare - Stato di fatto . . . . .	88
4.21 Deformata secondo modo di vibrare - Stato di fatto . . . . .	88
4.22 Deformata terzo modo di vibrare - Stato di fatto . . . . .	89
4.23 Deformata Combinazione 39 (SLV sism.) . . . . .	89
4.24 Deformata Combinazione 42 (SLV sism.) . . . . .	90
4.25 Deformata Combinazione 55 (SLV sism.) . . . . .	90
4.26 Deformata Combinazione 58 (SLV sism.) . . . . .	90
4.27 Casi di carico 6 e 7 . . . . .	92
4.28 Casi di carico 8 e 9 . . . . .	92
4.29 Casi di carico 10 e 11 . . . . .	92
4.30 Casi di carico 12 e 13 . . . . .	93
4.31 Deformata primo modo di vibrare - Telaio equivalente . . . . .	93
4.32 Deformata secondo modo di vibrare - Telaio equivalente . . . . .	94
4.33 Deformata terzo modo di vibrare - Telaio equivalente . . . . .	94
4.34 Deformata Combinazione 15 (SLV sism.) . . . . .	95
4.35 Deformata Combinazione 18 (SLV sism.) . . . . .	95

4.36 Deformata Combinazione 31 (SLV sism.) . . . . .	95
4.37 Deformata Combinazione 34 (SLV sism.) . . . . .	96
4.38 Definizione della bilineare equivalente alla curva di capacità dello SDOF equivalente . . . . .	97
4.39 Domanda di spostamento. a) $T^* > T_C$ b) $T^* < T_C$ . . . . .	98
4.40 Parametri di input - Analisi Pushover . . . . .	99
4.41 Combinazione 17 $G_1\_dir180\_epos$ - Solai non rigidi . . . . .	100
4.42 Combinazione 18 $G_1\_dir180\_eneg$ - Solai non rigidi . . . . .	101
4.43 Combinazione 17 $G_1\_dir180\_epos$ - Solai di rigidezza finita . . . . .	101
4.44 Combinazione 18 $G_1\_dir180\_eneg$ - Solai di rigidezza finita . . . . .	101
4.45 Parametri di output - Analisi Pushover . . . . .	103
4.47 Curve di capacità - Analisi pushover con piani infinitamente rigidi . . . . .	104
4.48 Numerazione delle pareti analizzate . . . . .	105
4.49 Rappresentazione parete 9 . . . . .	106
4.50 Proprietà di riferimento - parete 9 . . . . .	106
4.51 Rappresentazione delle aperture della parete . . . . .	106
4.52 Definizione degli ammorsamenti . . . . .	107
4.53 Meccanismi di ribaltamento semplice, flessione verticale e orizzontale . . . . .	107
4.54 Meccanismi individuati – parete 9 . . . . .	108
4.55 Analisi cinematica dei meccanismi di ribaltamento . . . . .	108
4.56 Analisi cinematica non lineare - meccanismi di ribaltamento . . . . .	108
4.57 Analisi cinematica dei meccanismi di flessione orizzontale . . . . .	109
4.58 Analisi cinematica non lineare - meccanismi di flessione orizzontale	109
5.1 Connettore Centro Storico su solaio Varese . . . . .	112
5.2 Ipotesi di piano rigido - Stato di progetto . . . . .	113
5.3 Casi di carico 6 e 7 . . . . .	114
5.4 Casi di carico 8 e 9 . . . . .	115
5.5 Casi di carico 10 e 11 . . . . .	115
5.6 Casi di carico 12 e 13 . . . . .	115
5.7 Deformata primo modo di vibrare - Stato di Progetto . . . . .	116
5.8 Deformata secondo modo di vibrare - Stato di Progetto . . . . .	117
5.9 Deformata terzo modo di vibrare - Stato di Progetto . . . . .	118
5.10 Deformata Combinazione 39 (SLV sism.) . . . . .	118
5.11 Deformata Combinazione 42 (SLV sism.) . . . . .	119
5.12 Deformata Combinazione 55 (SLV sism.) . . . . .	119
5.13 Deformata Combinazione 58 (SLV sism.) . . . . .	119
5.14 Eccentricità dei baricentri (Sol. intermedio) - Stato di fatto . . . . .	120
5.15 Eccentricità dei baricentri (Sol. copertura) - Stato di fatto . . . . .	121
5.16 Eccentricità dei baricentri (Sol. intermedio) - Modello con i piani rigidi . . . . .	121
5.17 Eccentricità dei baricentri - (Sol. copertura) - Modello con i piani rigidi . . . . .	121
5.18 Proprietà di riferimento asta tesa e link rigido . . . . .	122
5.19 Disposizione catene e controventi - Solaio intermedio . . . . .	123

5.20 Disposizione catene e controventi - Solaio di copertura . . . . .	123
5.21 Secondo intervento - Catene e controventi . . . . .	124
5.22 Modellazione portali . . . . .	124
5.23 Eccentricità dei baricentri (Sol. intermedio) - Stato di progetto . . . . .	125
5.24 Eccentricità dei baricentri (Sol. copertura) - Stato di progetto . . . . .	125
5.25 Realizzazione dei cordoli in acciaio all'interno del modello . . . . .	126
5.26 Modellazione parete - Stato di progetto . . . . .	127
5.27 Verifica $N - M_0$ (no sism.) . . . . .	130
5.28 Verifica $N - M_P$ . . . . .	131
5.29 Verifica $V_P$ . . . . .	131
5.30 Verifica $N - M_0$ . . . . .	131
5.31 Verifica M fasce . . . . .	132
5.32 Verifica V fasce . . . . .	132
5.33 Sistema FRCM: Laterlite PBO-MESH 44 + MX-Laterlite PBO . . . . .	134
5.34 Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di un intervento di consolidamento . . . . .	135
5.35 Maschi murari rinforzati con il sistema FRCM . . . . .	136
5.36 Modello a mesh D3 - Stato di progetto . . . . .	136
5.37 Verifica $V_P$ - Post Operam . . . . .	137
5.38 Verifica M fasce - Post Operam . . . . .	137
5.39 Verifica V fasce - Post Operam . . . . .	137

# Introduzione

Negli ultimi anni il tema della prevenzione sismica ha richiesto particolare attenzione, specialmente in paesi ad alto rischio sismico come l'Italia. Tra gli edifici di interesse culturale, le scuole rappresentano una categoria particolarmente sensibile al tema, per la loro importanza e soprattutto per il numero di persone che giornalmente le frequentano.

Le principali cause associate alla vulnerabilità delle strutture scolastiche, sono molteplici. Tra queste ritroviamo: l'età media di tali costruzioni, la gestione delle incertezze dovute all'imperfetta conoscenza del sistema strutturale e la mancata progettazione anti-sismica dovuta alla successiva introduzione delle apposite normative.

Il presente lavoro di tesi ha come obiettivo l'analisi di vulnerabilità sismica di un edificio che ospita la Scuola Elementare "Del Bene", situata in Piazza Marconi N°12, presso Maruggio (TA). Tale edificio, progettato prima dell'introduzione delle normative antisismiche, è caratterizzato da una porzione di struttura in muratura e da due ampliamenti in calcestruzzo armato.

Lo scopo principale di questa analisi è quello di valutare la capacità resistente dell'edificio nei confronti dell'azione sismica, identificando le criticità e definendo le strategie di miglioramento e adeguamento necessarie per garantire la sicurezza della struttura, delle persone e dei beni presenti all'interno.

L'analisi e lo sviluppo del presente elaborato sono frutto di un'esperienza formativa svolta presso Alpha Studio (Lecce) in collaborazione con l'Ing. Giuliano De Pascali. Grazie a quest'esperienza è stato possibile approfondire teorie e problematiche, riguardanti la sicurezza strutturale di edifici esistenti nei confronti delle azioni sismiche, e applicare in modo pratico le conoscenze teoriche acquisite nel percorso di studi.

Il lavoro, articolato in più fasi, prevede un **primo capitolo** introduttivo relativo al problema della sicurezza strutturale nelle scuole, agli aspetti normativi e alle principali cause di vulnerabilità strutturale tipiche degli edifici scolastici.

Il **secondo capitolo** riporta un'ampia panoramica riguardante l'analisi delle strutture esistenti. Affrontando il tema della gestione delle incertezze di natura epistemica e aleatoria, è stata valutata la loro influenza in relazione ai materiali, ai carichi e alle tecniche di modellazione. Tale approfondimento costituisce la base per la reale comprensione delle difficoltà presenti nella valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti.

Il **terzo capitolo** è dedicato alla descrizione del caso studio e riporta le principali informazioni storiche e geometriche ottenute dalle indagini strutturali. Inol-

tre, viene definito un inquadramento generale e sismico dell'area di interesse dell'edificio e vengono individuate le proprietà dei materiali costituenti la struttura.

Il **quarto capitolo** riporta la misura della sicurezza dell'edificio esistente, illustrando i vari modelli realizzati tramite il software PRO\_SAP, tra cui quello a telaio equivalente e con elementi finiti (a mesh continua). Oltre alle varie tipologie di modelli implementati, sono riportati i risultati ottenuti mediante le analisi dinamiche lineari, statiche non lineari e quelle relative ai meccanismi locali.

Nel **quinto capitolo** vengono descritte le principali strategie di adeguamento sismico proposte, mirate al raggiungimento del comportamento globale dell'edificio e al soddisfacimento delle verifiche locali.

Nelle **conclusioni** sono sintetizzati i principali risultati ottenuti nel presente lavoro di tesi, e viene definita una stima economica relativa agli interventi proposti. Tale stima permette di dimostrare la convenienza dell'intervento di adeguamento rispetto alla demolizione e ricostruzione di un edificio di dimensioni simili al caso studio analizzato.

# Capitolo 1

## Il problema della sicurezza strutturale nelle scuole

Il problema della sicurezza strutturale degli edifici scolastici riveste un ruolo di particolare importanza nell'ambito della salvaguardia e della gestione del patrimonio edilizio pubblico, data l'innumerabile quantità di persone, come bambini, docenti, e personale, che quotidianamente li frequentano. Secondo i dati forniti dal MIUR, circa 40000 sono gli istituti scolastici attivi in Italia, tra questi, il 42% è stato costruito prima del 1971, il 30% tra il 1971 e il 1983, e solo il 28 % dal 1984 in poi. Molti di questi, come riportato dal rapporto "Ecosistema scuola 2024" di Legambiente, non rispettano i requisiti di sicurezza prescritti dalle normative vigenti: meno della metà dispone del certificato di collaudo statico, circa il 55,8% non possiede il certificato di prevenzione incendi, il 49,3% non ha il certificato di agibilità, e il 43% si trova nelle zone 1 e 2, a rischio sismico elevato. Negli ultimi 5 anni inoltre, solo per il 3% degli edifici scolastici presenti nel territorio nazionale, sono stati realizzati interventi di adeguamento sismico.<sup>1</sup>

I dati menzionati evidenziano come la maggior parte degli edifici scolastici siano stati progettati e costruiti prima dell'introduzione delle normative antisismiche, pertanto risulta necessario analizzare l'evoluzione del quadro normativo italiano, che nel corso del tempo ha introdotto sempre nuovi criteri di progettazione.

### 1.1 Inquadramento normativo

Una delle prime normative antisismiche fu il decreto n.193/1909 che, in seguito alla prima zonazione fatta dopo il terremoto di Messina nel 1908, definiva delle caratteristiche specifiche per le strutture situate nelle zone colpite. In quel periodo, quindi, solo il 25 per cento del territorio italiano era classificato come zona sismica e le costruzioni progettate in quelle aree erano regolamentate dalla normativa vigente nel 1909.

---

<sup>1</sup>Legambiente.Ecosistema scuola. XXIV Rapporto sulla qualità degli edifici e dei servizi scolastici in Italia

Nel tempo, il verificarsi di numerosi terremoti ha contribuito all'introduzione di una serie di normative:

- la prima norma antisismica nazionale, fu la legge n.64 del 1971 che aveva lo scopo di aggiornare i principali criteri progettuali per le strutture situate nelle zone classificate a rischio;
- un altro passo importante è stata la legge n.1086 del 1971 che ha reso obbligatorio il collaudo statico per le strutture portanti degli edifici pubblici.
- nel 1981, dopo il terremoto dell'Irpinia e Lucania, fu fatta invece, una zonazione sismica molto più accurata, basata sugli eventi storici che avevano colpito il territorio nazionale. L'Italia venne così suddivisa per il 45 per cento in zone sismiche di prima, seconda e terza categoria fino al 2003, quando un ulteriore aggiornamento ha permesso di classificare il 70 per cento del territorio italiano in 3 zone sismiche e il restante 30 in una quarta.
- nel 1986, inoltre, per la prima volta venne affrontato il problema degli edifici esistenti. Nonostante i buoni propositi però, questi aggiornamenti non hanno avuto gli effetti sperati, tant'è che la normativa italiana non ha subito miglioramenti importanti sino al 2003.

Fino ad allora essa trattava principalmente la resistenza delle strutture, trascurandone la duttilità grazie alla quale una struttura sarebbe in grado di subire una notevole dissipazione di energia, sviluppare le cosiddette risorse post-elastiche e quindi sostenere violenti terremoti senza arrivare al collasso. Per di più, fino al 1996 la norma non poneva nessun limite di deformabilità nei confronti dei danni non strutturali in seguito a terremoti di intensità medio-bassa.

Ne consegue che gli edifici italiani pre 1996 sono stati progettati senza criteri antisismici, dunque hanno una probabilità di collasso molto elevata quando soggetti a violenti terremoti, e un alto rischio di danno non strutturale anche per terremoti di bassa intensità.

Il 2003 è stato quindi un anno di svolta, grazie all'introduzione dell'obbligo delle verifiche nei confronti dei criteri antisismici per edifici con funzioni strategiche come scuole e ospedali. Criteri più rigorosi per la sicurezza strutturale e l'adeguamento sismico sono stati poi definiti con le NTC del 2008 sino ad arrivare alle norme tecniche per le costruzioni del 2018, attualmente in vigore.

Molti edifici costruiti prima del 1996, presentano notevoli criticità dovute all'assenza di una progettazione antisismica; pertanto risulta fondamentale analizzarne lo stato attuale e individuare i fattori che ne influenzano la vulnerabilità.

## 1.2 Stato attuale e vulnerabilità delle strutture

Il problema della vulnerabilità e del rischio sismico delle strutture, in particolare degli edifici pubblici destinati allo svolgimento di importanti funzioni come scuole o ospedali, risulta molto complesso da affrontare e di fondamentale importanza per la sicurezza collettiva.

Occorre partire dal concetto di rischio sismico, definito come l'interazione tra la **pericolosità sismica**, la **vulnerabilità** e l'**esposizione** della struttura agli effetti dei terremoti. Il rischio sismico è la misura delle perdite attese in termini di vittime e danni (diretti e indiretti) a seguito di eventi sismici. Dal punto di vista probabilistico, definisce la probabilità, che all'interno di un'area, un certo quantitativo di perdite causate dai terremoti venga superato entro un determinato periodo di tempo.

La **pericolosità sismica** di un territorio è invece definita dalla probabilità che si verifichino eventi in grado di causare danni, in un dato momento e luogo. È tanto più elevata quanto più probabile è il verificarsi di un terremoto di elevata magnitudo, a parità di intervallo di tempo considerato. Viene calcolata sulla base di zonazione sismogenetica, cataloghi sismici (distribuzione spazio-temporale degli eventi sismici passati) e modelli di attenuazione (variazione degli effetti del terremoto con la distanza).

La predisposizione di un sistema a subire un certo livello di danno a causa di un terremoto di una determinata severità si definisce, invece, **vulnerabilità**. Tale danno può causare una riduzione momentanea della capacità resistente dell'edificio o addirittura la perdita irreversibile della funzionalità strutturale e quindi il collasso.

Infine l'**esposizione** rappresenta invece, la valutazione socio/economica delle conseguenze degli eventi sismici in relazione al contesto delle comunità interessate.

La valutazione del rischio sismico, dunque, è fortemente influenzata dal grado di vulnerabilità del patrimonio edilizio esistente. Nel caso degli edifici scolastici, numerosi sono i fattori che influenzano tale vulnerabilità, tra cui: l'età delle costruzioni, la configurazione architettonica, la qualità dei materiali impiegati e l'assenza di interventi di adeguamento e miglioramento sismico. In particolare, tra le tipologie strutturali più diffuse negli edifici scolastici ritroviamo:

- **Strutture in muratura**, realizzate fino agli anni 60, e caratterizzate da mattoni o pietra. La loro resistenza strutturale è ampiamente influenzata dal materiale, in particolare, dalla forma, dal tipo di pietra e di malta e dalla tessitura della muratura. Gli edifici in muratura hanno una durabilità abbastanza elevata, ma scarsa flessibilità planimetrica e illuminazione degli spazi. Il loro adeguamento sismico risulta essere invasivo e abbastanza costoso, ma nel caso di comportamento scatolare dell'edificio si ottengono buone prestazioni nei confronti delle azioni sismiche orizzontali.
- **Strutture in cemento armato (C.A.)**, strutture a telaio progettate dopo la Seconda Guerra Mondiale, le cui prestazioni dipendono dal tipo e dalla qualità dei materiali. La loro vulnerabilità è dovuta alla mancata progettazione nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. In questo caso la struttura a telaio offre una maggiore flessibilità planimetrica, e la possibilità di avere aperture e finestre più grandi con una buona illuminazione degli spazi.
- **Strutture prefabbricate**, edifici a uno o più piani, realizzati tra gli anni 60 e 80, con pannelli prefabbricati in fibrocemento combinati con pilastri e travi

in acciaio o elementi prefabbricati in calcestruzzo armato. Anche in questo caso la loro realizzazione comporta vantaggi e svantaggi. Esse sono strutture rapide da realizzare, flessibili nella progettazione, con prestazioni meccaniche iniziali garantite. Sono problematiche però dal punto di vista della durabilità, dell'estetica e della resistenza nei confronti delle azioni sismiche orizzontali a causa di una progettazione effettuata esclusivamente per carichi verticali.

- **Strutture realizzate con pilastri prefabbricati in cemento armato**, costituite da colonne alte che sostengono travi a "T" o rettangolari. Esse sono in grado di coprire grandi luci con una buona flessibilità planimetrica, una buona rapidità di costruzione e prestazioni meccaniche garantite e durature. Nel tempo in questi tipi di strutture sono stati osservati dei cedimenti in seguito a degli eventi sismici dovuti a una non adeguata progettazione delle connessioni.

In relazione alla tipologia strutturale, la sicurezza degli edifici scolastici è infatti compromessa da numerosi fattori, quali:

- l'inadeguatezza della classificazione sismica;
- la configurazione architettonica e strutturale;
- fenomeni chimici e fisici;
- la scarsa manutenzione e materiali di qualità inadeguata;
- le modifiche strutturali effettuate successivamente alla costruzione.<sup>2</sup>

Oltre al tema già affrontato dell'inadeguatezza della classificazione sismica della normativa italiana, un'altra causa della vulnerabilità degli edifici scolastici è la configurazione architettonica e strutturale, la quale risulta particolarmente influente nella determinazione della risposta sismica di un edificio ed in particolare della distribuzione delle masse e delle rigidezze.

I fattori che influenzano la vulnerabilità degli edifici esistenti sono:

- **Irregolarità planimetrica.** Planimetrie complesse e asimmetriche, in grado di generare significative eccentricità tra il baricentro dei solai e il centro di rigidezza dei pilastri e degli elementi verticali. Tali eccentricità creano effetti torsionali e spostamenti importanti;
- **Irregolarità verticale.** Discontinuità o disallineamenti tra gli elementi strutturali o tra le aperture di piani consecutivi. Le scuole raramente mostrano questo tipo di irregolarità, data la presenza di un numero limitato di piani;
- **Effetti Soft storey.** Presenza di un piano terra debole rispetto ai piani superiori, a causa dell'assenza o della parziale presenza di tramezzi e tamponamenti. Tali elementi non essendo in grado di fornire nessun tipo di azione di controventamento, riducono la resistenza al taglio delle colonne rispetto all'azione sismica orizzontale. Contrariamente ai principi della

---

<sup>2</sup>Mauro Dolce. La sicurezza sismica delle scuole italiane.

buona progettazione, il piano terra risulta essere il piano più debole della struttura;

- **Meccanismo trave forte-pilastro debole.** Travi in grado di resistere a momenti flettenti più grandi e colonne dimensionate solo per carichi verticali, trascurando la componente di momento dovuta ai carichi sismici. Questo tipo di progettazione, può generare danni localizzati in corrispondenza delle travi, e eventuali rotture dei pilastri. Nelle scuole questo fenomeno è molto accentuato, poiché le travi coprono luci significative e data la presenza di pochi piani, le colonne supportano bassi carichi verticali.
- **Telai in cemento armato unidirezionale.** Telai resistenti in una sola direzione. In caso di terremoto, i solai risultano deboli nella direzione ortogonale al telaio pertanto non forniscono la rigidezza necessaria per resistere alle forze sismiche orizzontali; l'edificio quindi in una direzione non possiede un'adeguata resistenza strutturale al sisma.
- **Pilastri snelli.** Colonne snelle realizzate per risparmiare spazi e ottenere ambienti più luminosi; sono progettate per carichi verticali, ma a causa della loro snellezza si verificano effetti del secondo ordine, dovuti all'eccentricità dei carichi. Tali effetti generano una deformazione laterale che riduce la resistenza della colonna, portandola al collasso per sollecitazioni inferiori rispetto a quelle per cui è stata dimensionata.
- **Mancanza di confinamento delle colonne.** Staffe con un passo elevato non sono in grado di creare un confinamento delle sezioni di calcestruzzo e non ne migliorano la duttilità e la resistenza. Conseguentemente si possono verificare problemi di instabilità dell'armatura longitudinale e quindi lo schiacciamento per compressione della colonna.

Anche i fenomeni chimici e fisici che interessano le strutture in cemento armato hanno prodotto danni e degrado negli edifici esistenti. Uno di questi è il fenomeno di corrosione delle barre d'acciaio, il quale avviene per la carbonatazione del calcestruzzo e l'esposizione ai cloruri. Nel primo caso l'anidride carbonica ( $\text{CO}_2$ ) presente nell'ambiente reagisce con l'idrossido di calcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) formando carbonato di calcio ( $\text{Ca}(\text{CO})_3$ ) e acqua ( $\text{H}_2\text{O}$ ). Questa reazione contribuisce a diminuire il pH alcalino del calcestruzzo che generalmente protegge l'acciaio, e innesca l'ossidazione di quest'ultimo (depassivazione dell'armatura). Questo è un fenomeno che si verifica spesso negli edifici scolastici situati in grandi città o strade trafficate, grandi fonti di anidride carbonica. Nel secondo caso, la depassivazione è dovuta agli ioni  $\text{Cl}^-$ , che a loro volta danneggiano il film protettivo di ossido di ferro dell'armatura, rendendola vulnerabile all'acqua e all'ossigeno. Questo fenomeno può verificarsi nelle strutture vicino alla costa.

Un altro fattore che influenza la sicurezza strutturale degli edifici è l'uso improprio dei materiali utilizzati in cantiere, in particolare delle scuole. Spesso in cantiere vengono apportate modifiche inappropriate alla miscela di calcestruzzo modificando il mix design. Una di queste per esempio è l'aggiunta di acqua

che aumenta la lavorabilità della miscela ma conseguentemente diminuisce la resistenza e l'impermeabilità del calcestruzzo finale.

Una causa aggiuntiva di vulnerabilità degli edifici, prevalentemente per le strutture in muratura, sono i cambiamenti subiti durante la vita della costruzione. Tra questi ritroviamo la diversa disposizione degli elementi strutturali, la loro completa assenza, l'aggiunta di piani, l'ampliamento delle planimetrie, tipologie di materiali e quantitativi di armatura differenti. Questi interventi possono causare per esempio un aumento delle masse o un decremento delle aree resistenti, variando il comportamento strutturale dell'edificio rispetto a quello ipotizzato in sede di progettazione.

La sicurezza degli edifici scolastici è inoltre compromessa dal danneggiamento degli elementi non strutturali progettati senza tenere conto di azioni orizzontali, come pareti di tamponamento o tramezzi, controsoffitti, porte, cornici, fregi, ecc.

Gli edifici scolastici italiani presentano quindi criticità che non dipendono esclusivamente dall'anzianità o dalla mancata applicazione delle normative antisismiche, ma anche da scelte progettuali errate, pratiche costruttive inadeguate, degrado dei materiali e vulnerabilità degli elementi strutturali e non strutturali. Alla luce di ciò, negli ultimi anni il problema della loro sicurezza strutturale è stato approfondito sempre di più, con l'obiettivo di definire delle strategie di intervento in grado di ridurre il rischio sismico e aumentare la sicurezza degli studenti e del personale.

Nel corso degli anni l'attenzione nei confronti della sicurezza strutturale, ha contribuito all'introduzione di diverse forme di finanziamento per l'edilizia scolastica, e dal punto di vista normativo alla regolamentazione degli interventi di adeguamento sismico da realizzare.

Tra le forme di finanziamento previste dallo Stato si ricordano il Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza, il Fondo Unico per l'Edilizia Scolastica, e i vari piani e programmi regionali.

Le *Norme Tecniche per le Costruzioni* (NTC 2018)<sup>3</sup>, invece, individuano tre tipologie di interventi realizzabili sugli edifici esistenti:

- **interventi di riparazione o locali:** riguardano singole parti o elementi della struttura, non alterano il comportamento globale dell'edificio e pertanto non agiscono sul livello di sicurezza esistente. Sono finalizzati a:
  1. recuperare la condizione originaria degli elementi danneggiati
  2. migliorare la duttilità e la resistenza di elementi non danneggiati
  3. prevenire i meccanismi di collasso locale
  4. modificare solo porzioni limitate della struttura
- **interventi di miglioramento:** interventi estesi a tutte le parti della struttura, volti a modificarne il comportamento globale e ad aumentare il livello di sicurezza esistente. In questi tipi di intervento il valore di  $\zeta_E$ , per edifici

<sup>3</sup>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, D.M. 17 gennaio 2018, G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018, Suppl. Ordinario n. 8.

scolastici di classe III e IV deve essere  $\geq$  di 0,6, mentre per le altre costruzioni deve aumentare almeno di 0,1.

- **interventi di adeguamento:** obbligatori quando si intende:
  - a. sopraelevare la struttura
  - b. realizzare opere strutturali che contribuiscono ad ampliare l'edificio e modificarne la sua risposta globale
  - c. cambiare la destinazione d'uso tramite interventi strutturali che generano un incremento dei carichi verticali in fondazione del 10 %
  - d. trasformare il sistema strutturale esistente tramite l'impiego di nuovi elementi verticali portanti in grado di assorbire almeno il 50 % dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani
  - e. apportare modifiche che portano a un cambio di classe d'uso dalla III alla IV

In tutti i casi il progetto deve riguardare l'intera struttura e si deve verificare che  $\zeta_E$  sia  $\geq 1,0$  nei casi a), b), d) e di 0,8 per i casi c) ed e).

Per la corretta pianificazione e progettazione di tali interventi, è necessario disporre di un'accurata valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, i quali, a differenza delle nuove costruzioni, presentano numerose incertezze legate all'incompleta conoscenza dello stato di fatto.



# Capitolo 2

## Analisi delle strutture esistenti

La valutazione della sicurezza delle strutture esistenti a differenza delle nuove costruzioni contiene numerose incertezze dovute alla parziale conoscenza dello stato di fatto. Tali incertezze riguardano le proprietà meccaniche dei materiali, i carichi agenti, e gli aspetti principali della modellazione strutturale, all'interno della quale assumono particolare importanza le condizioni di vincolo, la geometria degli elementi strutturali e la loro interazione con gli elementi non strutturali. Tra i fattori che influenzano la conoscenza delle strutture esistenti distinguiamo:

- **fattori deterministici**, caratterizzati da un margine di sicurezza trascurabile;
- fattori affetti da **incertezze aleatorie**, associati alla variabilità intrinseca di una proprietà della struttura;
- fattori affetti da **incertezze epistemiche** le quali possono essere ridotte raccolgendo dati e perfezionando la modellazione.

Il presente capitolo è dedicato all'individuazione di tali incertezze e affronta il tema della loro gestione nell'ambito della valutazione della sicurezza delle strutture esistenti.

### 2.1 Carichi agenti

Nella valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, risulta cruciale un'accurata definizione dei carichi e delle azioni agenti sulle costruzioni. Il raggiungimento di un'adeguato livello di conoscenza delle azioni agenti risulta particolarmente complicato a causa delle incomplete informazioni relative alle condizioni di esercizio reali della struttura di cui si dispone solitamente.

Questa mancata conoscenza introduce una serie di fattori di natura epistemica, non legati alla natura intrinseca delle variabili in gioco, ma principalmente alla parziale assenza delle informazioni necessarie.

Data la componente aleatoria che caratterizza la definizione dei carichi, e la limitata conoscenza dello stato di fatto, il capitolo 8 delle NTC2018, dedicato alle costruzioni esistenti, riconosce la necessità di gestire in maniera coerente questi

due tipi di incertezze. Pertanto per la definizione delle azioni fa riferimento ai criteri riportati nel capitolo 3 e riporta la possibilità, in seguito a eventuali indagini strutturali, di modificare i coefficienti relativi ai carichi.

Il paragrafo 8.5.5, delle NTC 2018, relativo alle azioni, afferma infatti che:

*"I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo. Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a  $\gamma_G$  valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma."*

Grazie a questo richiamo, l'analisi dei carichi agenti sulle strutture esistenti viene condotta utilizzando un approccio deterministico, nel quale i valori di progetto vengono calcolati attraverso un metodo probabilistico.

Risulta opportuno sottolineare, inoltre, che i parametri da cui la misura della sicurezza dipende non sono definiti con certezza, ovvero sono variabili aleatorie, per cui la misura stessa della sicurezza è una variabile aleatoria, a cui si associa una misura di probabilità.

Il metodo è detto semiprobabilistico agli stati limite perché la sicurezza viene misurata rispetto a tutti gli stati limite di interesse per la struttura. In corrispondenza di ogni stato limite considerato, la sicurezza viene garantita se risulta:

$$R_d > E_d \quad (2.1)$$

dove  $R_d$ , la resistenza di progetto della struttura risulta maggiore dell'azione di progetto sulla stessa  $E_d$ .

Si fa riferimento a dei valori di progetto della resistenza dei materiali e delle azioni, perché riferendosi esclusivamente ai valori caratteristici il grado di rischio non sarebbe accettabile. Per determinare un valore di progetto si utilizzano due coefficienti di sicurezza:

- $\gamma_M$  per le resistenze, ottenuto dal prodotto di:

$$\begin{cases} \text{Incertezza sui valori di resistenza dei materiali} & \rightarrow \gamma_m \\ \text{Incertezza di modello della resistenza strutturale} & \rightarrow \gamma_{Rd} \end{cases}$$

- e  $\gamma_F$  per le azioni, ottenuto da:

$$\begin{cases} \text{Incertezza sui valori delle azioni} & \rightarrow \gamma_f \\ \text{Incertezza di modello per le azioni ed i relativi effetti} & \rightarrow \gamma_{Ed} \end{cases}$$

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, nel caso delle azioni, si parte da un valore caratteristico (indice delle incertezze) con un percentile del 95 %, a cui sono applicati dei coefficienti moltiplicativi, corrispondenti agli stati limite e alle combinazioni di carico considerate.

Nel caso delle resistenze, invece si parte da un valore caratteristico con un percentile del 5 %, a cui sono applicati dei coefficienti riduttivi  $\gamma_M$ , corrispondenti agli stati limite e ai materiali considerati.

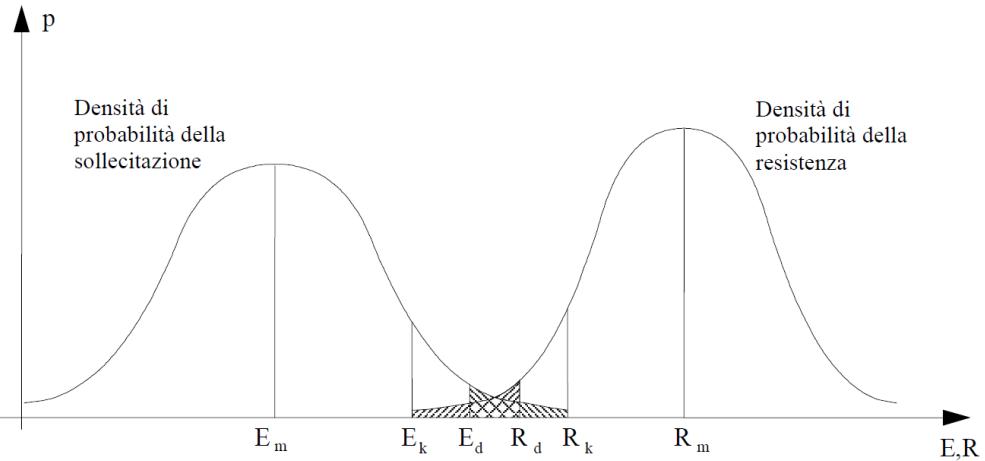


Figura 2.1: Confronto tra sollecitazioni e resistenze nel metodo semiprobabilistico agli stati limite

Le azioni, definite come la causa o l'insieme di cause in grado di indurre stati limite in una struttura, vengono classificate dalla normativa secondo:

- il modo di esplicarsi;
- la risposta strutturale: azioni statiche, quasi statiche o statiche equivalenti, dinamiche;
- la variazione dell'intensità nel tempo;

La categoria che maggiormente interessa l'oggetto della presente tesi è la terza, secondo la quale le azioni sono classificabili in:

- **azioni permanenti (G)**: azioni che durante tutta la vita nominale della costruzione variano in maniera trascurabile la loro intensità nel tempo e possono essere considerate costanti nel tempo (pesi propri, precompressione, ritiro e viscosità, deformazioni imposte ecc);
- **azioni variabili (Q)**: azioni applicate sulla struttura o sui singoli elementi strutturali, la cui intensità varia nel tempo;
- **azioni eccezionali (A)** che si verificano occasionalmente durante la vita nominale della costruzione;
- **azioni sismiche (E)**, azioni derivanti dai terremoti.

Solitamente le azioni agiscono contemporaneamente con valori diversi, pertanto è necessario definire una combinazione delle azioni che varia a seconda se le verifiche vengono eseguite allo stato limite ultimo o allo stato limite di esercizio.

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Figura 2.2: Combinazioni delle azioni

Nello stato limite ultimo i coefficienti  $\gamma_G$ , tengono conto delle incertezze che i carichi permanenti generano nella valutazione delle strutture esistenti, pertanto:

- $\gamma_{G1}$  pari a 1,3 tiene conto che i carichi strutturali possono cambiare nel corso della vita della struttura e permette di ridurre il rischio dal 5% al 5 per mille;
- $\gamma_{G1}$  invece è minore di  $\gamma_{G3}$ , ed pari a 1,5. Quest'ultimo tiene conto che i carichi permanenti non strutturali non possano subire delle modifiche maggiori nel corso della vita nominale della struttura.

Le azioni variabili, invece devono essere combinate con opportuni coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$ ,  $\psi_{2j}$  definiti dalla tabella 2.5.1 delle NTC.<sup>1</sup>

### 2.1.1 Carichi permanenti e azioni variabili

Tra i **carichi permanenti** definiamo i **permanenti strutturali** e non **strutturali**. Le **azioni permanenti strutturali**, principalmente associate ai pesi propri dei materiali, sono valutate mediante le dimensioni geometriche e i pesi per unità di volume dei materiali (riportati al capitolo 3 delle NTC 2018) con cui sono realizzati gli elementi strutturali presenti all'interno della costruzione.

I **carichi permanenti non strutturali**, invece, sono i carichi presenti sulla costruzione nelle condizioni di esercizio. Tra questi ritroviamo: tamponamenti, elementi divisorii interni, massetti, isolamenti, pavimentazioni e rivestimenti, intonaco, controsoffitti, impianti, ecc.

Questa tipologia di carichi, è un'importante fonte di natura epistemica e influenza particolarmente la risposta sismica e il comportamento globale degli edifici esistenti, poiché variandone la configurazione architettonica e strutturale varia notevolmente la distribuzione delle masse e delle rigidezze, come approfondito nel capitolo precedente relativo alla vulnerabilità delle strutture scolastiche.

<sup>1</sup>A. Zona, *Lezioni di Tecnica delle Costruzioni*

Nel caso delle strutture in muratura e in calcestruzzo armato, infatti, i seguenti dettagli costruttivi devono essere analizzati con minuziosa attenzione:

- tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e le sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.);
- tipologia degli orizzontamenti (particolari costruttivi, orditura e stratigrafia della pavimentazione);
- presenza di sistemi di collegamento verticali (scale), con particolare riferimento alla loro rigidezza nel piano;
- tipologia della copertura (collegamenti, sistema spingente o non spingente);
- presenza di eventuali nicchie, cavità, bucature tamponate nelle pareti;
- collegamento tra le pareti verticali, tra orizzontamenti e le pareti, eventuale presenza di cordoli di piano, catene, architravi;
- presenza di elementi strutturali in grado di eliminare le spinte eventualmente presenti;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- disposizione delle armature (piegature, lunghezze di sovrapposizione e ancoraggio, armature nei nodi, etc.);
- dettagli costruttivi relativi all'ancoraggio delle armature delle travi convergenti, eventuale presenza di staffe nel nodo, ripresa delle armature verticali al piano superiore;
- tipologia delle fondazioni.

Oltre ai carichi permanenti, un ruolo fondamentale nella gestione delle incertezze di natura epistemica viene svolto dai carichi variabili, per i quali la normativa definisce diversi valori in relazione alla destinazione d'uso dell'opera. In figura 2.3 è riportato uno stralcio della tabella 3.1.II delle NTC 2018:

**Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni**

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00

Figura 2.3: Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

La definizione di tali carichi riveste particolare importanza nell'analisi degli edifici esistenti; eventuali modifiche non adeguatamente segnalate e progettate della destinazione d'uso dell'opera possono contribuire all'aumento dei carichi. Risulta quindi necessario valutare adeguatamente la sicurezza strutturale dell'edificio per assicurarsi che sia in grado di sopportare i nuovi carichi, sia in maniera statica che dinamica.

Tra i carichi variabili valutati dalla normativa, vi sono anche il carico della neve, del vento e l'azione della temperatura definiti tramite apposite formulazioni riportate nel capitolo 3 delle NTC 2018.

### 2.1.2 Azione sismica

Nei confronti delle azioni sismiche, invece, vengono definiti due Stati limite di Esercizio e due Stati limite ultimi, in relazione alle prestazioni globali della struttura:

- **Stato limite di Operatività (SLO).** La costruzione non deve subire danni e interruzioni d'uso significative, in seguito a eventi sismici.
- **Stato limite di Danno (SLD).** La struttura è in grado di subire danni tali da non compromettere la sicurezza degli utenti e la sua capacità di resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.
- **Stato limite di Salvaguardia della vita (SLV).** L'edificio subisce rotture, crolli e danni non strutturali a causa dei quali si riscontra una perdita significativa della rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali.
- **Stato limite di prevenzione di Collasso (SLC).** In seguito a gravi rotture e crolli delle componenti non strutturali, l'edificio risulta ancora sicuro nei confronti delle azioni orizzontali e verticali.

Per ogni stato limite, definito un periodo di riferimento di 50 anni, è possibile determinare qual è la probabilità che in tale periodo l'azione sismica superi un certo valore associato a ciascuno di questi. I tre parametri coinvolti ( $T$  = periodo di riferimento del terremoto,  $t$  = periodo di riferimento,  $p$  = probabilità di superamento) sono legati secondo il modello stocastico di Poisson:

$$T = \frac{-t}{\ln(1 - p)} \quad (2.2)$$

Le azioni sismiche di progetto nei confronti dei vari stati limite vengono determinate partendo dal concetto di pericolosità sismica di base del sito in cui sorge la costruzione. Essa viene espressa attraverso l'accelerazione orizzontale massima sismica  $a_g$  in condizioni di campo libero su suolo di categoria A con superficie topografica orizzontale. Dal valore di  $a_g$  è possibile ricavare le ordinate dello spettro elastico in accelerazione  $S_e(T)$ , con riferimento a determinate probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . Le forme spettrali sono definite dalle NTC 2018 grazie ai valori dei seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito, definita anche come accelerazione di picco del terreno o PGA (Peak Ground Acceleration);
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La normativa fornisce i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per 9 valori del periodo di ritorno  $T_R$  (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) e per tutto il territorio nazionale definito con 10751 punti di un reticolo di riferimento e per le isole.

L'analisi di pericolosità sismica di sito  $\lambda_S(s)$ , riportata nelle *"Istruzioni per la valutazione affidabilistica della sicurezza sismica di edifici esistenti"* (CNR-DT 212-2013), viene condotta prendendo in considerazione numerose incertezze epistemiche, per cui le ordinate dei 9 spettri, valutati dalla normativa, rappresentano il valore mediano delle ordinate.

Tale pericolosità sismica di sito  $\lambda_S(s)$  rappresenta la frequenza media annua di superamento del valore  $s$  da parte di una variabile  $S$ , definita come intensità sismica, espressa in termini di accelerazione spettrale (massima tra le due componenti orizzontali) al periodo fondamentale della struttura.

Ai fini della valutazione delle azioni sismiche di progetto, risulta particolarmente utile definire la pericolosità sismica, in relazione ai vari stati limite. Pertanto, la frequenza media annua di superamento di ciascuno stato limite  $\lambda_{SL}$ , viene determinata tramite il teorema delle probabilità totali, sommando i prodotti delle probabilità condizionate  $p_{SL}(s)$  di superamento dello stato limite, per un valore di intensità sismica  $S$  pari a  $s$ :

$$\lambda_{SL} = \int_0^\infty p_{SL}(s) \frac{d\bar{\lambda}_S(s)}{ds} ds \approx \sum_{i=1}^n p_{SL}(s_i) \bar{\lambda}_{S,i} \quad (2.3)$$

dove la sommatoria è estesa a un numero  $n$  di punti tale da rendere stabile la stima.

Il termine  $p_{SL}(s)$ , definisce, invece, la probabilità condizionata di superamento, chiamata **curva di fragilità** della struttura ed è definita dalla relazione:

$$p_{SL}(s) = p(Y_{SL} \geq 1 | S = s) = p(S_{r,d} \leq s) = \Phi \left( \frac{\ln s - \mu_{\ln S_{r,d}}}{\sigma_{\ln S_{r,d}}} \right) \quad (2.4)$$

nella quale i parametri  $\mu_{\ln S_{r,d}}$  e  $\sigma_{\ln S_{r,d}}$  definiscono rispettivamente la media e la deviazione standard del logaritmo dell'intensità  $S_{Y=1}$  corrispondente al raggiungimento dello stato limite  $Y_{SL} = 1$ .

La frequenza  $\lambda_{SL}$  viene determinata quindi, a partire dalla curva di pericolosità media  $\bar{\lambda}_S$ , ottenuta moltiplicando la curva mediana  $\lambda_S$  per un fattore amplificativo:

$$\bar{\lambda}_S = \lambda_S \cdot \exp\left(\frac{1}{2}\beta_H^2\right) \quad (2.5)$$

dove la curva di pericolosità mediana, può essere ottenuta in forma discreta, a partire dai 9 spettri di risposta mediani, dalla seguente formulazione:

$$\lambda_s(s_i) = \frac{1}{T_{R,i}} \quad s_i = S(T_{R,i}) \quad i = 1, \dots, 9 \quad (2.6)$$

con  $S(T_{R,i})$  pari al valore dell'intensità  $S$  corrispondente all'i-esimo periodo medio di ritorno  $T_{R,i}$ , riferito alla categoria di suolo.

Il termine  $\beta_H$ , invece, può essere valutato tramite l'espressione:

$$\beta_H = \frac{\ln S_{84} - \ln S_{16}}{2} \quad (2.7)$$

nella quale, i valori dell'intensità sismica corrispondenti ai frattili del 16% e dell'84% variano in funzione della frequenza media annua di superamento  $\lambda_s$  e sono valutati nell'intorno di  $\lambda_{SL}$ , ottenuto dalla curva di pericolosità mediana  $\lambda_s$ .

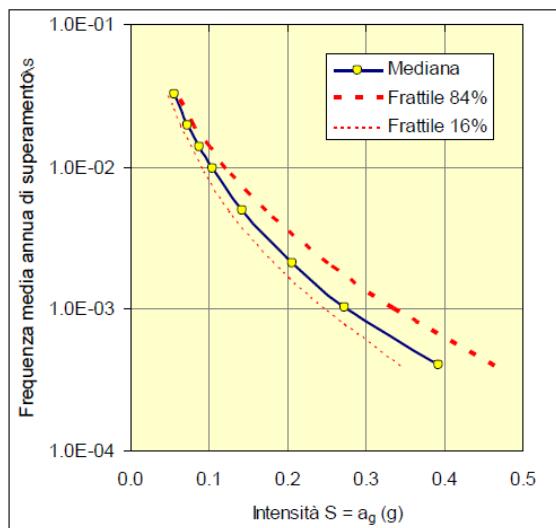


Figura 2.4: Esempio di curve di pericolosità frattili (50%, 16% e 84%) per l'accelerazione di picco al suolo  $a_g$

Nel calcolo della pericolosità sismica relativa ad ogni stato limite  $\lambda_{SL}$ , sussistono numerose incertezze, dovute a diversi parametri come:

- i confini delle zone sismogenetiche e la completezza del catalogo sismico;
- la stima dei valori limite della magnitudo per ogni sorgente;
- modalità di calcolo dei tassi di sismicità;
- le relazioni di attenuazione disponibili;

Il loro trattamento avviene tramite la tecnica dell'albero logico, nel quale ciascun ramo porta a una mappa di pericolosità dell'intero paese.

Qui di seguito è riportato un esempio di un albero logico realizzato da INGV 2004 per determinare la distribuzione dell'accelerazione di picco al suolo.

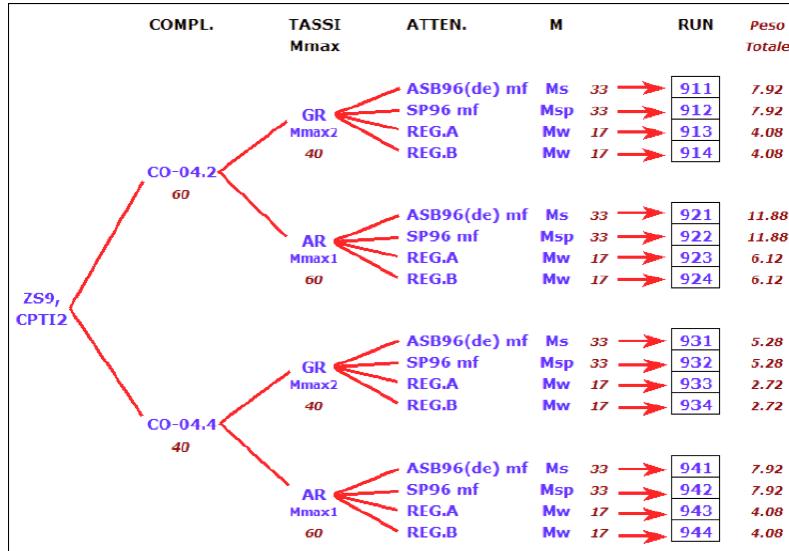


Figura 2.5: Albero logico utilizzato in (INGV, 2004)

Se nell'integrale 2.3 della pericolosità sismica relativa a ciascuno stato limite  $\lambda_{SL}$ , si introduce l'incertezza epistemica mediante una variabile aleatoria  $\varepsilon_H$ , l'espressione del rischio prende la forma:

$$\lambda_{SL} = \int_0^\infty \left[ \int_0^\infty p_{SL}(s) \cdot \left| \frac{d\lambda_s(s, \varepsilon_H)}{ds} \right| ds \right] f(\varepsilon_H) d\varepsilon_H \quad (2.8)$$

e la curva di fragilità  $p_{SL}(s)$ , essendo indipendente dalla variabile  $\varepsilon_H$ , viene ottenuta tramite la seguente formulazione:

$$\begin{aligned} p_{SL} &= \int_0^\infty p_{SL}(s) \cdot \left[ \int_0^\infty \left| \frac{d\lambda_s(s, \varepsilon_H)}{ds} \right| f(\varepsilon_H) d\varepsilon_H \right] ds \\ &= \int_0^\infty p_{SL}(s) \cdot \left[ \frac{d}{ds} \left( \int_0^\infty \lambda_s(s, \varepsilon_H) f(\varepsilon_H) d\varepsilon_H \right) \right] ds \\ &= \int_0^\infty p_{SL}(s) \cdot \left| \frac{d\bar{\lambda}_s(s)}{ds} \right| ds \end{aligned} \quad (2.9)$$

dove l'integrale interno definisce il valore atteso rispetto alla distribuzione di  $\varepsilon_H$  della derivata della curva di pericolosità, pari alla derivata della curva media di pericolosità.

Definita la pericolosità sismica di base e i parametri precedentemente citati  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$ , le NTC 2018 definiscono il moto sismico in superficie e sul piano di fondazione, con 3 componenti:

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

Il moto orizzontale viene descritto dalle due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. La componente che descrive il moto verticale, invece, è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

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

$$0 \leq T < T_B : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (2.10)$$

$$T_B \leq T < T_C : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad (2.11)$$

$$T_C \leq T < T_D : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad (2.12)$$

$$T_D \leq T : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (2.13)$$

dove:

- $T$  è il periodo proprio di vibrazione;
- $S$  tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $\eta$  è il fattore che modifica lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%;
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro;

**Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale** del moto sismico  $S_{ev}$  è invece espresso dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B : \quad S_{ev}(T) = a_g S \eta F_{0v} \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_{0v}} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (3.2.8a)$$

$$T_B \leq T < T_C : \quad S_{ev}(T) = a_g S \eta F_{0v} \quad (3.2.8b)$$

$$T_C \leq T < T_D : \quad S_{ev}(T) = a_g S \eta F_{0v} \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad (3.2.8c)$$

$$T_D \leq T : \quad S_{ev}(T) = a_g S \eta F_{0v} \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (3.2.8d)$$

dove:

- $T$  è pari al periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);
- $F_{0v}$  definisce l'amplificazione spettrale massima;
- i restanti parametri sono definiti come indicato per le componenti orizzontali del moto sismico<sup>2</sup>:

Nella maniera appena descritta, la normativa modella e fornisce i valori rappresentativi dell'azione sismica, tenendo in considerazione numerosi fattori come i dati sismici nazionali, (che includono le analisi e la caratterizzazione delle sorgenti sismiche, la loro caratterizzazione, la valutazione della loro probabilità di accadimento e del moto sismico previsto), le condizioni ambientali, topografiche e stratigrafiche, che introducono numerose fonti di incertezza all'interno dell'analisi.

La gestione delle incertezze nella valutazione dei carichi agenti sulle strutture, riveste un ruolo di particolare importanza. Le NTC forniscono un approccio semiprobabilistico che contribuisce alla misura della sicurezza, la quale risulta però influenzata non solo dalle variabili aleatorie dovute alla natura stocastica dei fenomeni fisici, ma anche dalle incertezze di natura epistemica legate ad una parziale conoscenza delle condizioni di carico effettive.

Una corretta identificazione e gestione delle incertezze relative ai carichi, costituisce il punto di partenza, insieme alle indagini strutturali e dei materiali, per la modellazione strutturale degli edifici.

## 2.2 Materiali

Oltre ai carichi, anche i materiali, a causa della scarsa documentazione di cui si dispone solitamente, costituiscono una grande fonte di incertezza epistemica. Tale incertezza deriva dalla parziale conoscenza della qualità e della tipologia dei materiali, e dal loro stato di conservazione, soggetto a continui cambiamenti nel corso del tempo a causa delle azioni ambientali e dell'invecchiamento.

I parametri meccanici da cui dipendono la resistenza dei materiali e conseguentemente la resistenza degli elementi strutturali non sono determinabili con certezza, ma possono essere trattati come variabili aleatorie.

Come accennato nel capitolo precedente, la misura della sicurezza risulta essere di natura probabilistica, e viene definita attraverso il metodo semiprobabilistico agli stati limite, dove:

$$R_d > E_d \quad (2.14)$$

Nel caso delle nuove costruzioni, per la valutazione della resistenza dei materiali, si parte da un valore caratteristico con un frattile pari al 5 % a cui sono applicati dei coefficienti riduttivi  $\gamma_M$ , definiti come prodotto di due coefficienti principali  $\gamma_m$  e  $\gamma_{Rd}$ .

<sup>2</sup>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, D.M. 17 gennaio 2018, G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018, Suppl. Ordinario n. 8.

Nel caso delle costruzioni esistenti però, data l'incompleta conoscenza dello stato di fatto bisogna far fronte ad un grado di incertezza maggiore rispetto al caso di strutture da edificare, legato alla resistenza dei materiali e al comportamento degli elementi strutturali. La Norme tecniche per le costruzioni del 2018 suggeriscono quindi un approccio diverso basato sulla realizzazione di indagini strutturali volte a fornire una conoscenza completa e approfondita delle caratteristiche dei materiali e del reale comportamento delle strutture.

Un'adeguata conoscenza della costruzione è raggiunta attraverso le seguenti fasi:

- Analisi storico critica;
- Rilievi geometrici e fisici;
- Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali;
- Definizione dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza.

### 2.2.1 Analisi storico critica

In genere risulta molto difficile ottenere un'adeguata documentazione comprensiva degli elaborati di progetto, in grado di ricostruire la storia progettuale di una costruzione, pertanto risulta necessario effettuare un'**analisi storico critica**. Tale analisi si occupa di indagare l'evoluzione storica del quartiere nel quale ricade l'edificio, individuando gli aspetti storico/urbanistici che hanno interessato la costruzione nel corso della sua vita utile. Oltre a queste informazioni risulta fondamentale un ulteriore approfondimento, relativo a:

- normative utilizzate nella progettazione;
- comportamento della struttura nei confronti dei terremoti passati;
- forma originaria e successive modifiche;
- eventuali interventi di restauro;
- deformazioni, cedimenti e quadri fessurativi.

### 2.2.2 Rilievo geometrico-strutturale

Dopo la fase di raccolta e analisi documentale, è necessario effettuare un **rilievo geometrico-strutturale** tale da poter indagare la geometria della costruzione e degli elementi strutturali, individuare il sistema portante dell'edificio ed evidenziare eventuali fessurazioni e fenomeni di degrado. Risulta inoltre fondamentale, sulla base della precedente analisi storica, sondare gli eventuali ampliamenti che la struttura ha subito nel tempo. L'obiettivo di un oculato rilievo, è quello quindi di individuare il sistema portante dell'edificio, valutando anche la qualità e lo stato di conservazione dei materiali.

Nel caso delle strutture in muratura, data le innumerevoli tecniche costruttive, risulta fondamentale effettuare un'indagine oculata degli elementi principali come maschi e fasce murarie, delle tipologie degli orizzontamenti, dei fenomeni fessurativi presenti e dell'eventuale presenza di: collegamenti, nicchie, cavità, scale, coperture ecc.

Per le strutture in muratura la Circolare fa riferimento a 3 livelli di indagine in relazione al loro grado di approfondimento:

- **Indagini Limitate:** basate principalmente sulle indagini visive, che combinate con il rilievo geometrico delle superfici esterne, permettono di esaminare, localmente, al di sotto dell'intonaco, le proprietà della muratura sottostante, il grado di ammorsamento tra le pareti ortogonali, le zone di appoggio dei solai, e gli eventuali tiranti presenti;
- **Indagini Estese:** i rilievi e le indagini citati precedentemente, sono completati da saggi più estesi in modo tale da poter ottenere una caratterizzazione più approfondita dei materiali presenti;
- **Indagini Esauritive:** in aggiunta a quanto specificato precedentemente, in questo caso le indagini permettono di arrivare a una buona conoscenza della morfologia e della qualità muraria, dell'ammorsamento tra le pareti, delle caratteristiche degli elementi orizzontali e di tutti i dispositivi di collegamento e eliminazione delle spinte;

Nel caso delle strutture in calcestruzzo armato, il rilievo geometrico ha lo scopo di rintracciare sia la geometria esterna dell'edificio, sia di identificare correttamente tutti gli elementi strutturali. Il rilievo deve essere in grado di definire l'organizzazione strutturale, individuando la posizione di travi, pilastri, scale, setti ed elementi non strutturali e definendo l'orditura, la sezione verticale e la tipologia dei solai.

Anche in questo caso, in relazione al loro grado di approfondimento delle indagini, si possono definire tre livelli di indagine:

- **Indagini Limitate:** realizzate tramite saggi a campione, permettono di confrontare le caratteristiche dei particolari costruttivi ottenute dagli elaborati progettuali o dal progetto simulato, con quelle reali;
- **Indagini Estese:** realizzate quando gli elaborati progettuali non sono disponibili o sono incompleti;
- **Indagini Esauritive:** effettuate quando si vuole raggiungere un livello di conoscenza accurato e gli elaborati progettuali non sono disponibili;

A queste due fasi di approfondimento delle caratteristiche strutturali degli edifici, si aggiunge anche l'analisi dei dettagli costruttivi, sia dal punto di vista geometrico che come oggetto di verifiche in situ.

### 2.2.3 Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali

Al termine delle fasi di analisi storico critica e rilievo delle strutture esistenti, segue la fase di **definizione delle proprietà meccaniche dei materiali**, realizzata tramite: analisi della documentazione originale, ispezioni visive e indagini sperimentali.

Nelle costruzioni in muratura, il materiale risulta essere ottenuto dall'assemblaggio di materiali diversi, pertanto le modalità costruttive, le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti e il loro stato di conservazione, risultano fondamentali per la determinazione del suo comportamento d'insieme, caratterizzato da numerose incertezze. A tale proposito, è opportuno analizzare anche fenomeni pregressi ai fini della stima dei fenomeni futuri.

La definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura, risulta possibile grazie all'esecuzione di prove in-situ su porzioni di muratura, e prove realizzate in laboratorio su dei provini estratti in-situ.

Anche in questo caso, possono essere individuati diversi livelli di approfondimento delle prove:

- **Prove Limitate:** l'obiettivo è quello di definire le tipologie di muratura, la tessitura e la sezione muraria, in modo tale da poter caratterizzare le proprietà meccaniche;
- **Prove Estese:** indagini visive estese realizzate con approfondimenti locali, volte a classificare la tipologia di muratura e la sua qualità in modo più accurato;
- **Prove Esaustive:** ulteriori prove dirette sui materiali, realizzate per determinarne i parametri meccanici, eseguite in laboratorio su provini indisturbati o in situ.

Nel caso delle strutture in c.a., invece, tali prove devono portare all'identificazione delle principali caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti, tra cui:

- la resistenza e il modulo elastico del calcestruzzo;
- tensione di snervamento, resistenza a rottura e allungamento dell'acciaio.

Anch'esse sono poi suddivise in 3 livelli di approfondimento:

- **Prove Limitate:** numero limitato di prove, necessarie per poter completare le informazioni ottenute dalle precedenti normative o dalle relazioni progettuali, sulle proprietà dei materiali;
- **Prove Estese:** numero maggiore di prove rispetto al caso precedente, finalizzate a fornire maggiori informazioni in assenza dei disegni di progetto e dei certificati di prova.

- **Prove Esaustive:** numero maggiore di prove rispetto al caso precedente, finalizzate a raggiungere gli stessi risultati, ma eseguite quando si vuole raggiungere un livello di conoscenza superiore.<sup>3</sup>

La Circolare Ministeriale fornisce le seguenti tabelle per quantificare quando i rilievi effettuati possono essere considerati “limitati”, “estesi” e “esaustivi”, per gli edifici in c.a.:

Tabella C8.5.V – *Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.*

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) <sup>(a)</sup>	Prove (sui materiali) <sup>(b)(c)(d)</sup>
	Per ogni elemento “primario” (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell’edificio, 1 campione di armatura per piano dell’edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell’edificio, 2 campioni di armatura per piano dell’edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell’edificio, 3 campioni di armatura per piano dell’edificio

Figura 2.6: Livelli di rilievo per edifici in c.a., Fonte: Tabella C8.5.V Circolare Ministeriale 2019

E’ possibile distinguere le prove eseguite, in tre tipologie:

- **controlli distruttivi (o metodi diretti)**, prove di resistenza ottenute direttamente sui campioni estratti dagli elementi strutturali. Tra le principali prove distruttive ritroviamo: prove di compressione su provini di calcestruzzo e muratura, prove di trazione su barre di armatura in acciaio, prove di taglio su provini di muratura, con la presenza e l’assenza di sforzi di compressione e prove diagonali di taglio;
- **prove non distruttive (o prove indirette)**, le quali definiscono le caratteristiche fisiche e chimiche del materiale, grazie a relazioni empiriche o matematiche. Tra queste ritroviamo: indagini termografiche, georadar, prove di estrazione delle barre, prove sclerometriche, prove ultrasoniche, prove SONREB, test di pull-out;
- **prove semi-distruttive**, le quali alterano solo parzialmente l’integrità del materiale, a differenza delle prove non distruttive che non la alterano e di quelle distruttive che la distruggono completamente. Tra queste ritroviamo: martinetti piatti doppi, martinetto piatto singolo, Windsor tests, prove endoscopiche, carotaggi.

<sup>3</sup>Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019, “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle ‘Norme Tecniche per le Costruzioni’ di cui al D.M. 17 gennaio 2018”, Gazzetta Ufficiale n. 35 del 11 febbraio 2019.

## 2.2.4 Definizione dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza

Alla luce delle informazioni acquisite durante il processo di conoscenza è possibile individuare i livelli di conoscenza dei vari parametri introdotti nel modello e i corrispondenti fattori di confidenza, utilizzabili come ulteriori coefficienti di sicurezza.

Secondo la Circolare esplicativa delle NTC 2018 (§C8.5), i livelli di conoscenza (LC) sono così definiti:

**“LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo: l’analisi storico-critica commisurata al livello considerato (§C8.5.1), il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi (§C8.5.2), prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (§C8.5.3). Il corrispondente fattore di confidenza è  $FC = 1.35$ .**

**LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo: l’analisi storico-critica commisurata al livello considerato (§C8.5.1), il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi (§C8.5.2), prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (§C8.5.3). Il corrispondente fattore di confidenza è  $FC = 1.20$ .**

**LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati: l’analisi storico-critica commisurata al livello considerato (§C8.5.1), il rilievo geometrico completo ed accurato in ogni sua parte, indagini esaustive sui dettagli costruttivi (§C8.5.2) e prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (§C8.5.3). Il corrispondente fattore di confidenza è  $FC = 1.00$ .<sup>4</sup>**

Le indagini effettuate e le prove sui materiali, definiscono il livello di conoscenza, grazie al quale è possibile stabilire i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà meccaniche dei materiali.

Nel caso delle **strutture in c.a.** la gestione delle incertezze riguardanti le proprietà dei materiali viene risolta considerando la media delle proprietà dei materiali estratte dai test, ridotta di un fattore  $FC$  per gli elementi duttili e  $\gamma_m \times FC$  per gli elementi fragili:

$$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC}, \quad f_{yd} = \frac{f_{ym}}{FC} \quad (2.15)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{\gamma_m \cdot FC}, \quad f_{yd} = \frac{f_{ym}}{\gamma_s \cdot FC} \quad (2.16)$$

Il livello di conoscenza, oltre a determinare le proprietà dei materiali, influisce anche sulle analisi che possono essere eseguite. Nel caso di struttura in c.a., in LC1 possono essere eseguite solo analisi lineari statiche e dinamiche, in LC2 e in LC3, invece, tutte le analisi possono essere eseguite.

<sup>4</sup>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Circolare n. 7/2019 – Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni*, G.U. n. 42 del 20 febbraio 2019.

Nel caso di **strutture in muratura**, invece, tutte le analisi possono essere eseguite indipendentemente dal livello di conoscenza raggiunto, mentre le proprietà meccaniche dei materiali vengono determinate nella maniera seguente:

- in LC1  $f, \tau_0, f_{v0}$  sono determinati estraendo dalla tabella 2.7 i valori minimi,  $E$  e  $G$  invece, prendono i valori medi;
- in LC2  $f, \tau_0, f_{v0}$  sono determinati estraendo dalla tabella 2.7 i valori medi;
- in LC3 i valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in tabella 2.7 definiscono una distribuzione a-priori, aggiornabile in base ai risultati delle misure eseguite in sito. Preso il generico parametro  $X$ , una stima dei parametri  $\mu'$  e  $\sigma'$  della distribuzione a-priori può essere dedotta tramite le seguente formulazione, dai valori minimi e massimi indicati in tabella:

$$\mu' = \frac{1}{2}(X_{\max} + X_{\min}) \quad (2.17)$$

$$\sigma' = \frac{1}{2}(X_{\max} - X_{\min}) \quad (2.18)$$

In seguito a un numero  $n$  di prove dirette, il valore medio può essere aggiornato come segue:

$$\mu'' = \frac{n\bar{X} + \kappa\mu'}{n + \kappa} \quad (2.19)$$

dove  $\bar{X}$  è pari alla media del parametro estratta dalle  $n$  prove dirette,  $\kappa$  è un coefficiente pari al rapporto tra la dispersione (varianza) della stima effettuata attraverso le prove e la varianza  $\sigma'^2$  della distribuzione a-priori.

La tabella della circolare (C8.5.I) riportata in figura 2.7, definisce i valori dei parametri meccanici della muratura:

- $f$  = resistenza media a compressione;
- $f_0$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali;
- $f_{v0}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali;
- $E$  = valore medio del modulo di elasticità normale;
- $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- $w$  = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	$f$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{V0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max	-	min-max	min-max	-
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei quadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 2.7: Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura

## 2.3 Trattamento delle incertezze

Delineate le incertezze presenti nella valutazione dei carichi e delle proprietà dei materiali e approfondito il loro trattamento normativo, risulta fondamentale analizzare gli strumenti matematici utilizzati ai fini della gestione e della riduzione di incertezze aleatorie ed epistemiche.

Le incertezze definite come **variabili aleatorie continue**, sono caratterizzate da una funzione densità di probabilità  $f(x)$  o dalla corrispondente funzione di distribuzione cumulata  $F(x)$ . Tra queste ritroviamo:

- le proprietà meccaniche dei materiali definite positive, per le quali si può adottare una distribuzione log-normale, definita da due parametri importanti: la media e la deviazione standard rappresentativa della variabilità della proprietà meccanica all'interno di una singola struttura;
- l'intensità sismica  $S$  del sito descritta dalla funzione di pericolosità sismica  $\lambda_S$ ,
- i termini di errore dei modelli di capacità degli elementi strutturali (resistenza e deformabilità).

Le incertezze **epistemiche** invece, sono modellabili come variabili aleatorie discrete e sono dovute all'incompleta conoscenza delle caratteristiche del sistema strutturale. La loro gestione è fondamentale per la definizione di modelli di calcolo rappresentativi del reale comportamento delle strutture.

Le conseguenze di queste incertezze sulla definizione del comportamento delle strutture possono essere valutate tramite la **tecnica dell'albero logico** e le **analisi di sensitività**.

La tecnica dell'**albero logico** è un approccio sistematico, utile a rappresentare e valutare diverse ipotesi o modelli alternativi, in presenza di incertezze epistemiche. Viene rappresentato tramite un albero decisionale, come riportato in figura 2.8), nel quale ogni ramo rappresenta un modello o un'ipotesi a cui si associa una probabilità o peso. Nel caso di variabili indipendenti, la probabilità associata a ogni ramo è pari al prodotto delle probabilità dei singoli valori delle variabili considerate. L'analisi di ogni ramo conduce a risultati diversi, i quali vengono poi combinati in modo coerente con i pesi epistemici.

Nella figura 2.8, per esempio, la frequenza media di superamento dello stato limite  $\lambda_S$  deve essere calcolata per ogni ramo. L'albero logico conduce quindi alla determinazione della media pesata dei valori di  $\lambda_{SL}$  per ciascun ramo.

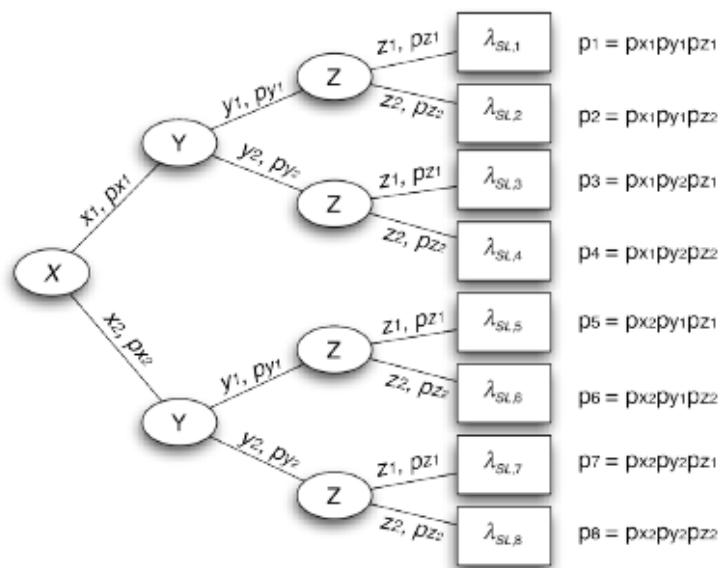


Figura 2.8: Albero logico per tre variabili X, Y e Z con due valori ciascuna

La scelta delle variabili presenti nell'albero logico, riveste un ruolo cruciale nel ridurre i tempi di calcolo, perciò può tornare utile l'analisi di sensitività eseguita in fase preliminare, integrata con ulteriori indagini conoscitive.<sup>5</sup>

L'**analisi di sensitività** consiste nell'identificare i parametri riguardanti la geometria, i materiali, i carichi e i vincoli che meglio descrivono e influenzano il comportamento strutturale dell'edificio, in maniera tale da poter pianificare le indagini necessarie a migliorare il livello di conoscenza generale della costruzione. L'analisi comincia, dopo la costruzione di un modello preliminare, con l'individuazione dei parametri  $X_k$  ( $k=1, N$ ). Nel caso di variabili aleatorie, si utilizzano le stime dei valori medi  $m_{Xk}$  e gli intervalli di confidenza attraverso gli scarti  $S_{Xk}$ . Per le variabili epistemiche, invece esse possono essere definite in maniera discreta ( $j=1, \dots, M$ ), e per ognuna di loro è possibile avere due o più valori diversi ( $p=1, \dots, m_j$ ).

<sup>5</sup>CNR – Consiglio Nazionale delle Ricerche, Istruzioni per la valutazione affidabilistica della sicurezza sismica di edifici esistenti:(CNR DT 212/2013), Roma, 2013.

L'analisi di sensitività descrive quindi, come varia un parametro di output in funzione di uno o più parametri di input. Il "CNR DT 212/2013" riporta un approccio alle differenze finite, dove per esempio, nel caso del calcolo dell'accelerazione di picco al suolo (PGA), è possibile ottenere un parametro di sensitività, confrontando i risultati ottenuti tramite diverse analisi statiche lineari eseguite con i valori medi dei parametri (aleatori) di input  $m_{Xk}$ :

$$\Delta'_k = \frac{a_{k,max} - a_{k,min}}{\bar{a}} \quad (2.20)$$

dove:

- $a_{k,max}$ ,  $a_{k,min}$ , rappresentano i valori massimi e minimi della PGA ottenuti variando i parametri di input
- $\bar{a}$  invece è pari al valore medio dell'accelerazione di picco al suolo

Nel caso di una sola variabile epistemica ( $j=1$ ) e due opzioni alternative,  $\Delta'_j$  è definito dalla seguente relazione:

$$\Delta'_j = \frac{2|a_1 - a_2|}{a_1 + a_2} \quad (2.21)$$

Tale formula può essere generalizzata, nel caso di più opzioni alternative, nella maniera seguente:

$$\Delta'_j = 2 \frac{\max(a_p) - \min(a_p)}{\max(a_p) + \min(a_p)} \quad p = 1, m_j \quad (2.22)$$

Nel caso di  $M$  variabili epistemiche, invece, il parametro di sensitività  $\Delta'_j$ , viene definito, per ciascuna  $p$ -esima opzione, attraverso la relazione:

$$\Delta'_j = 2 \frac{\max(\mu_{a_p}^j) - \min(\mu_{a_p}^j)}{\max(\mu_{a_p}^j) + \min(\mu_{a_p}^j)}, \quad p = 1, m_j \quad (2.23)$$

dove  $\mu_{a_p}^j$  è pari alla media delle accelerazioni al suolo calcolate sui rami dell'albero logico caratterizzati da quell'opzione.

Dai risultati ottenuti dai valori di  $\Delta'_k$  per le  $N$  variabili aleatorie continue e  $\Delta'_j$  per le  $M$  variabili epistemiche, è possibile rintracciare i parametri che maggiormente incidono sul comportamento strutturale dell'edificio, e per i quali è necessario approfondire le indagini sperimentali. Un'approfondita analisi delle proprietà meccaniche dei materiali, dei carichi, e dei fattori caratteristici della modellazione, costituiscono quindi uno step fondamentale per la gestione e per la riduzione delle incertezze epistemiche.

## 2.4 Modellazione

La gestione delle incertezze legate ai carichi e alle proprietà dei materiali, risulta fondamentale per una corretta modellazione strutturale.

Per modellazione strutturale si intende, il processo grazie al quale una struttura reale e le azioni agenti su di essa vengono rappresentate tramite uno schema semplificato. Lo scopo di tale processo è quello di simulare attraverso un modello numerico il comportamento reale dell'edificio in termini di sollecitazioni e deformazioni, per valutarne la capacità di resistenza alle azioni sismiche. La necessità di adottare un modello semplificato risiede nella grande complessità dei sistemi fisici che definiscono le strutture, i cui comportamenti variano in funzione di numerose variabili. A causa di questa complessità, emergono in maniera significativa le incertezze epistemiche, legate all'imperfetta conoscenza dell'organismo strutturale, alla definizione quantitativa dello stato limite, alla scelta fra i diversi modelli di capacità, all'utilizzo di diversi modelli e metodi di determinazione della risposta sismica. Raggiungere un adeguato livello di conoscenza diventa ancora più complicato nel caso di un edificio storico, dove le incognite sono dettate dalle incertezze sulle tecniche costruttive utilizzate e sulle caratteristiche dei materiali.

Nel presente paragrafo viene affrontato principalmente il tema della **modellazione delle strutture in muratura**, in maniera coerente con il caso studio affrontato nei capitoli successivi.

In letteratura sono presenti svariate soluzioni che comprendono:

- **soluzioni rigorose e di dettaglio**, utilizzate nell'ambito degli elementi finiti non lineari, dell'analisi limite, del metodo degli elementi di contorno e degli elementi finiti;
- **approcci semplificati** volti alla determinazione della risposta globale sia in campo statico che dinamico, i quali prevedono una suddivisione della struttura in macro-elementi di cui si stima il comportamento non lineare.

Nel caso di nuove costruzioni, gli approcci semplificati possono risultare veramente efficaci, negli edifici storici, invece, la loro risposta non può essere determinata basandosi su ipotesi semplificative come quelle di materiale isotropo, omogeneo e comportamento scatolare. Gli aspetti che entrano in gioco nell'analisi strutturale di un edificio in muratura sono molteplici, ed oltre che contenere numerose fonti di incertezza, la loro completa implementazione porterebbe a costi computazionali elevati. Ai fini della definizione di un modello è quindi necessario fare diverse considerazioni dipendenti da:

- Scelta del modello di materiale;
- Discretizzazione del pannello murario;
- Schematizzazione strutturale.

### 2.4.1 Scelta del modello di materiale

La muratura è un materiale caratterizzato da una resistenza a trazione molto più bassa rispetto a quella a compressione, da una resistenza al taglio dipendente dalla compressione agente sui giunti e da una risposta di tipo elastico lineare solo per basse sollecitazioni. I legami costitutivi, in grado di rappresentare il comportamento della muratura, appartengono a tre categorie differenti:

- **Legami NRT (Non Resistenti a Trazione):** in questo tipo di legami il materiale ha una resistenza a trazione pari a 0 e le deformazioni in corrispondenza al limite elastico sono reversibili e associate a tensioni nulle. In compressione, invece, il comportamento è di tipo elastico e viene descritto da due elementi che non variano nel corso della storia di carico: la matrice di rigidezza e il dominio limite di resistenza;
- **Legami plastici,** nei quali, raggiunto un determinato valore di resistenza del materiale, vengono attivate delle deformazioni anelastiche irreversibili. Di conseguenza, la deformazione totale è pari alla somma di deformazioni elastiche reversibili e deformazioni anelastiche irreversibili. La fase plastica può essere descritta adottando tre tipi di leggi tensione-deformazione: un comportamento perfettamente plastico in cui la resistenza del materiale si mantiene costante, e un comportamento hardening o softening, nei quali la resistenza, rispettivamente, aumenta o diminuisce. Come nel caso precedente, nel tratto elastico la matrice di deformazione non subisce variazioni in funzione della storia di carico, a differenza del tratto plastico, nel quale si assumono determinate leggi di scorrimento in grado di definire il legame  $\sigma-\varepsilon$  in corrispondenza della superficie di snervamento;

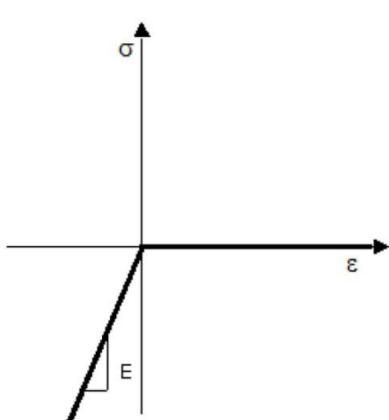


Figura 2.9: Legame NRT (Monti di Sopra, 2009)

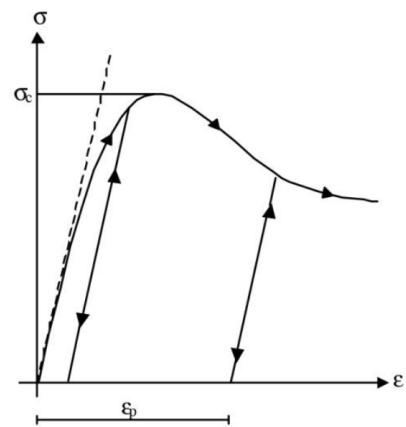


Figura 2.10: Legame plastico (Calderini, 2004)

- **Legami a danneggiamento:** il materiale ha un comportamento quasi fragile, per cui la sua deformazione è dovuta principalmente a delle rotture. Si riscontra una riduzione della rigidezza elastica dovuta alla formazione delle fessure (pendenza del ramo di scarico minore rispetto al tratto elastico)

iniziale). Questo tipo di legame risulta particolarmente efficiente nel caso di analisi cicliche con diverse fasi di carico e scarico.

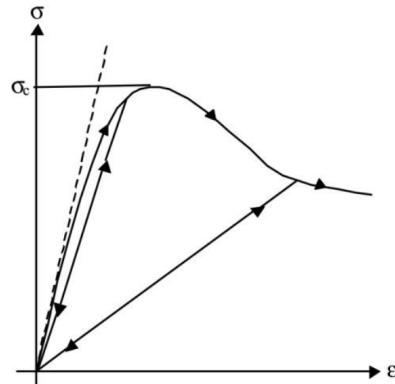


Figura 2.11: Legame a danneggiamento (Calderini,2004)

Nell'ambito della modellazione strutturale esistono due metodi di rappresentazione delle fessure: il modello a fessure discrete ("discrete crack model") e il modello a fessure diffuse ("smeared crack model"). Nel "discrete crack model" la formazione della fessura è rappresentata tramite due superfici libere, definite creando una discontinuità geometrica all'interno della mesh. La continua variazione del numero di nodi della mesh e la ridefinizione della matrice di rigidezza determina un aumento dell'onere computazionale, pertanto tale metodologia risulta difficilmente applicabile nel caso di fessurazione diffusa.<sup>6</sup>

Nello "smeared crack model", le fessure non sono modellate separando i nodi della mesh, ma il processo di fessurazione è distribuito su diversi elementi dove vi è una concentrazione della deformazione. La fessurazione, viene quindi modellata sostituendo il legame isotropo del materiale con una legge ortotropa e modificando la matrice di elasticità degradando le proprietà meccaniche originarie, senza modificare la mesh iniziale.

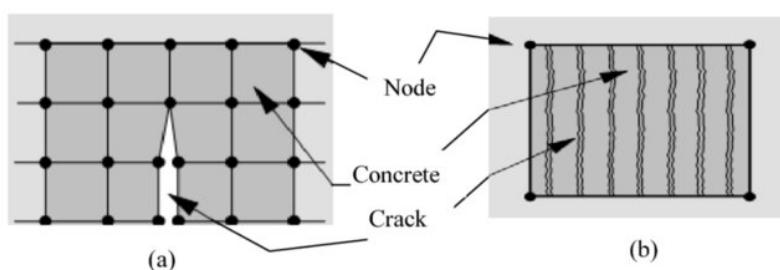


Figura 2.12: Cracking models: (a) discrete crack model; (b) smeared crack model

<sup>6</sup>C. Calderini, *Un modello costitutivo per la muratura: formulazione ed implementazione per l'analisi di strutture complesse*, Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Genova, 2003.

## 2.4.2 Discretizzazione del pannello murario

Ottenuto un adeguato livello di conoscenza dell'edificio, si possono valutare diversi modelli ai fini della determinazione della sua risposta sismica, in base al tipo di discretizzazione del pannello murario. E' opportuno quindi introdurre il concetto di "macroelemento", definito come una parte dell'intero edificio che può essere analizzata dal punto di vista sismico indipendentemente dal resto della struttura. La modellazione del pannello murario può essere omogenea o discreta, e può riguardare i singoli elementi strutturali oppure il materiale. Gli approcci utilizzati sono i seguenti:

- **CCLM, "Continuous Constitutive Law Models"**, tipologia di modellazione in cui la muratura è trattata come un materiale omogeneo e il legame costitutivo è definito tramite approcci fenomenologici o tecniche di omogeneizzazione;
- **SEM, "Structural Elements Models"**, modellazione con definizione di elementi come maschi, fasce e altri elementi lineari o non lineari;
- **DIM, "Discrete Interface Models"**, modellazione discreta di blocchi ed interfacce;
- **MBM, "Macro-Blocks Models"**, approccio che utilizza l'analisi limite del meccanismo di collasso di blocchi rigidi predefiniti, secondo ipotesi compatibili con il comportamento della struttura in muratura. ■

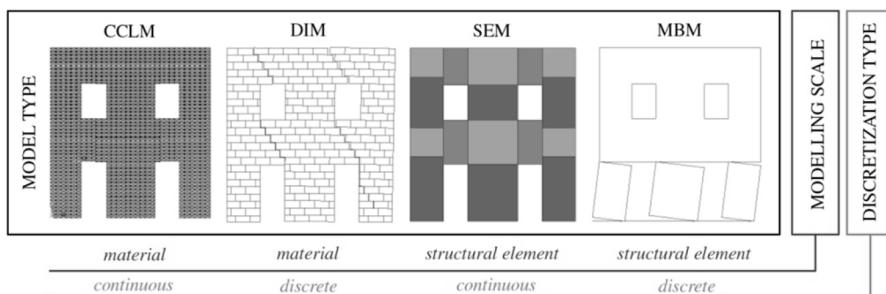


Figura 2.13: Tipologie di discretizzazione dei pannelli murari

## 2.4.3 Schematizzazione strutturale

Attraverso un efficiente analisi storico critica della struttura in esame, si può ricorrere all'utilizzo di modelli sempre più semplificati, cercando di ottenere un bilancio tra l'onere computazionale delle simulazioni numeriche e la validità del modello.

<sup>7</sup>S. Lagomarsino, S. Cattari, *PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures*, in *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2015, vol. 13.

La modellazione risulta influenzata da numerosi fattori come:

- **geometria della struttura:** la disposizione degli elementi e soprattutto la presenza o l'assenza di una simmetria dello schema strutturale influisce notevolmente sulla risposta statica e dinamica dell'edificio;
- **interazione tra struttura e ambiente:** condizioni ambientali, temperatura, umidità, neve, vento, interazione della struttura con il terreno. Un'adeguata modellazione deve valutare l'insieme di queste variabili, le quali influenzano in maniera sostanziale le sollecitazioni e le deformazioni della struttura;
- **morfologia della costruzione,** influenzata dalle tipologie e dalle tecniche costruttive impiegate;
- **fasi di edificazione:** la sequenza temporale con cui alcune parti della struttura vengono realizzate, eventuali ampliamenti, sopraelevazioni e cambi di destinazione d'uso, alterano in maniera significativa la distribuzione delle masse e delle rigidezze e conseguentemente la risposta della costruzione;
- **danneggiamento,** aspetto di cui si deve tener conto come già accennato nella definizione del materiale.

La modellazione strutturale di edifici in muratura può essere eseguita con una modellazione agli elementi finiti o attraverso una modellazione a macroelementi.

### Modellazione agli elementi finiti

Il metodo agli elementi finiti (FEM), è una tecnica dell'analisi numerica che permette di discretizzare un sistema complesso in un insieme di elementi semplici, utili a definire soluzioni approssimate. La discretizzazione permette di definire il dominio di integrazione tramite l'unione di tanti sottodomini di forma elementare e riduce le incognite del problema ad un numero finito, definendo il campo incognito attraverso una serie di funzioni approssimanti, chiamate anche funzioni di forma. Risulta necessario sottolineare che la precisione dell'approssimazione dipende sia dal grado del polinomio utilizzato, sia dal tipo di discretizzazione.

Se nel Metodo alle Differenze Finite, il fenomeno fisico veniva descritto tramite delle equazioni differenziali, nel metodo agli elementi finiti, la risoluzione è affidata a una serie di equazioni algebriche, opportunamente ordinate in un sistema lineare, scritto in forma matriciale.

Tali equazioni possono essere raggruppate nella forma seguente:

$$f = [K] \cdot u \quad (2.24)$$

dove  $K$  è la matrice globale di rigidezza del sistema,  $u$  è il vettore degli spostamenti (incognita del problema) ed  $f$  è il vettore delle forze applicate (termine noto del problema).

Questo tipo di modellazione è fortemente influenzata dalla scelta e dalla dimensione degli elementi finiti che compongono il dominio (cioè dalla mesh di

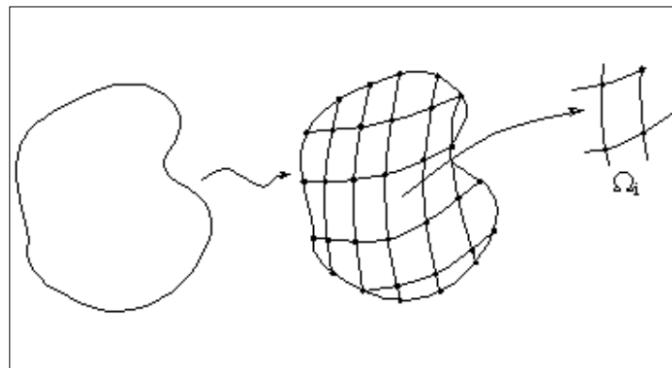


Figura 2.14: Suddivisione del dominio di integrazione in una serie di sottodomini di forma elementare

suddivisione). Risulta quindi fondamentale scegliere la giusta scala di modellazione che, nel caso specifico della muratura, può risultare complicato<sup>8</sup>. La muratura è un materiale caratterizzato da un insieme, più o meno ordinato, di blocchi (definiti anche unità) congiunti tra loro con uno strato di malta o a secco.

A causa della discontinuità tra i due elementi, la loro interazione è rappresentata da dei piani deboli definiti “giunti di interfaccia”. Date le particolari caratteristiche, la muratura è governata da una serie di meccanismi di rottura molto complessi (evidenziati da Kumar nel 2014) che interessano i singoli componenti:

- a. Rottura dei blocchi per trazione parallela ai giunti orizzontali di malta.
- b. Apertura dei giunti di malta a trazione;
- c. Scorrimento lungo i giunti di malta dovuto ad azioni taglienti e valori bassi di compressione normale;
- d. Rottura dei blocchi per taglio;
- e. Rottura diagonale dei blocchi dovuta ad azioni taglienti e valori alti di compressione normale tali da impedire lo scorrimento dei giunti;
- f. Rottura per splitting dei blocchi dovuta ad azioni di compressione elevate.

Come si può facilmente notare, il meccanismo di rottura “a” coinvolge i blocchi, mentre i meccanismi “b” e “c” riguardano i giunti di malta. Infine, i meccanismi “d” ed “e” derivano da una combinazione di entrambi gli elementi.

<sup>8</sup>A. Bacchetto, *Introduzione al metodo degli elementi finiti e alla modellazione FEM*, Relazione tecnica Adepron.

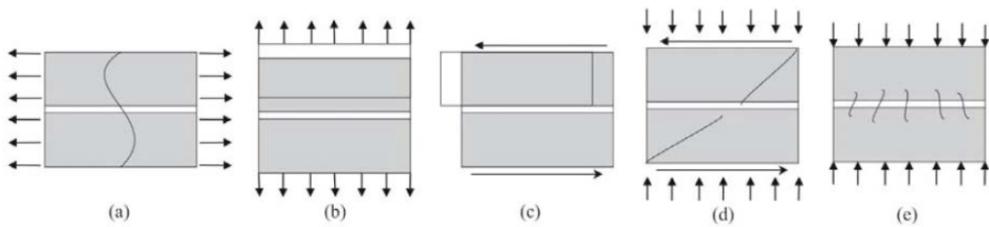


Figura 2.15: Rappresentazione dei meccanismi di rottura dei blocchi in muratura (Kumar et al., 2014)

L'affidabilità con la quale è possibile modellare il reale meccanismo di rottura della muratura dipende dalla tipologia di discretizzazione effettuata, che può essere suddivisa in due categorie in base alla scala (Lourenço, 2002):

- **Micro-modellazione**, in cui gli elementi della muratura (blocchi e giunti di malta), vengono rappresentati in maniera distinta;
- **Macro-modellazione**, nella quale la muratura assume un comportamento di un solido omogeneo, essendo rappresentata da un unico elemento finito.

### Micro-modellazione

La micro-modellazione consiste nella modellazione separata dei mattoni, della malta e dell'interfaccia blocchi-malta, adottando per ciascuno di essi appropriate leggi costitutive, e definendo in maniera adeguata il corrispondente modulo di Young  $E$ , il coefficiente di Poisson  $\nu$  e tutte le caratteristiche anelastiche richieste dal caso. Tramite la micro-modellazione è possibile rappresentare in maniera discreta la tessitura muraria, individuare con una certa precisione tutti i meccanismi di rottura possibili e quindi riprodurne il comportamento locale con un elevato grado di accuratezza dei risultati del modello.

Quando l'analisi di interi edifici non può essere realizzata tramite una micro-modellazione dettagliata a causa dell'elevato onere computazionale, si possono utilizzare delle strategie alternative, come la "micro-modellazione semplificata" o "modellazione ad interfacce", che permettono di raggiungere risultati accurati a livello locale, con moderati oneri computazionali.

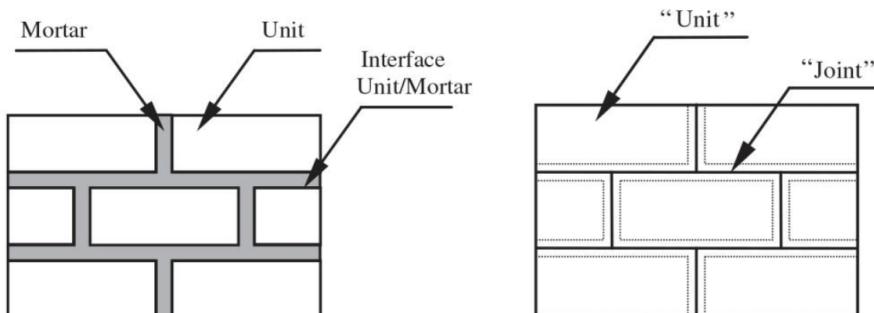


Figura 2.16: Micro-modellazione dettagliata e semplificata (Lourenço, 2002)

Rispetto alla micro-modellazione standard, la mancata rappresentazione dei giunti di malta contribuisce a una perdita di accuratezza dei risultati. Tale modellazione, infatti, non è in grado di cogliere "l'effetto Poisson" dei giunti che porterebbe alla fessurazione dei mattoni. In questo particolare tipo di modellazione assume una significativa importanza la definizione delle proprietà degli elementi posti all'interfaccia tra le unità.

### Macro-modellazione

Se i fenomeni di fessurazione risultano diffusi all'interno delle pareti murarie, gli stati tensionali locali possono essere ritenuti omogenei e si può utilizzare un modello continuo. Questo tipo di approccio, definito macro-modellazione, tratta la muratura come un materiale omogeneo, isotropo o anisotropo e la rappresentazione "continua" rende la mesh indipendente dalla reale tessitura muraria.

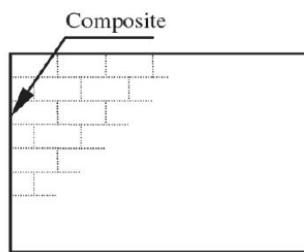


Figura 2.17: Macro-modellazione

Tale modellazione possiede un livello minore di accuratezza, che dipende esclusivamente dagli elementi e dal legame costitutivo con cui si rappresentano le proprietà della muratura.<sup>9</sup> Tale metodologia risulta performante e adeguata quando si modella un'intera struttura e i fenomeni locali si possono trascurare. Un modello continuo, infatti, utilizza delle proprietà medie che rispecchiano il reale comportamento macroscopico del solido murario. Tali proprietà possono essere determinate in due modi:

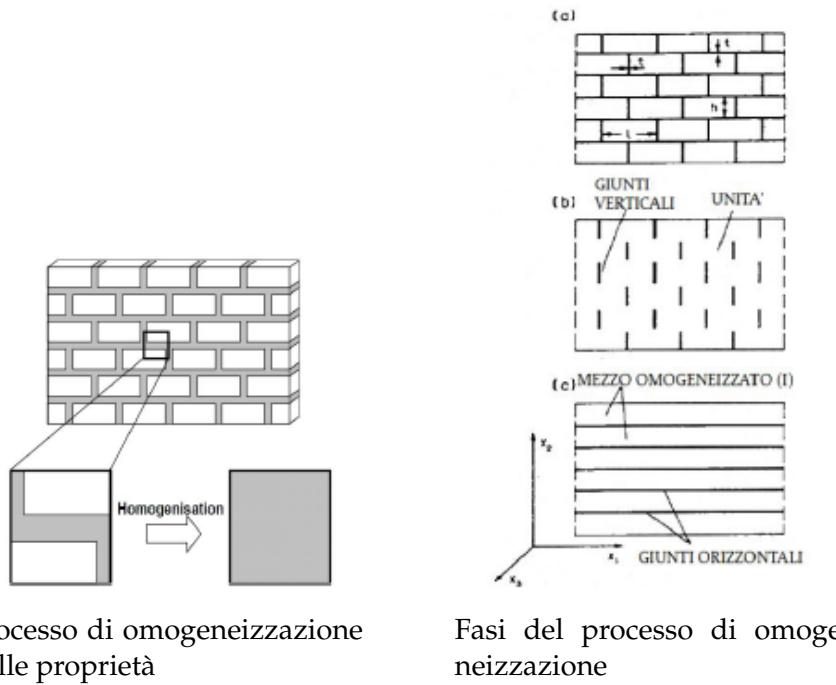
- **approcci fenomenologici**, i quali al fine di ottenere le proprietà globali da associare al materiale utilizzano prove sperimentali di trazione, compressione e taglio;
- **tecniche di omogeneizzazione**, la quale grazie all'uso di una cella elementare rappresentativa, permette di determinare le proprietà complessive del materiale<sup>10</sup>. Tali tecniche prevedono lo svolgimento di due fasi:

1. Nella prima, l'omogeneizzazione del materiale è realizzata tramite una matrice di blocchi unita da giunti verticali di malta, definiti come inclusioni di materiale;

<sup>9</sup>G. Iraci Sareri, *Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile - Architettura*, Università degli Studi di Padova, A.A. 2017–2018.

<sup>10</sup>Bartolomeo Pantò, *La modellazione sismica degli edifici in muratura: un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale*, Università degli Studi di Catania

2. Successivamente, si procede con l'omogeneizzazione dei giunti orizzontali di malta, ipotizzando che sia realizzata la perfetta adesione tra la malta e i blocchi alle interfacce.



### Modellazione a telaio equivalente

Studiando il comportamento delle strutture in muratura soggette ad azioni sismiche, ci si è resi conto che nella maggior parte dei casi, alcune zone delle pareti murarie risultano integre, in altre, invece, è presente una notevole concentrazione di lesioni. Alla luce di ciò, per rappresentare nel migliore dei modi il comportamento delle strutture in muratura, si è pensato di suddividere la struttura in macroelementi, collegati tra loro secondo lo schema riportato in figura 2.19:

- Maschi murari, i pannelli verticali situati ai lati delle aperture;
- Fasce di piano, i pannelli orizzontali presenti al di sopra e al di sotto delle aperture;
- Nodi rigidi, porzioni di muratura restante comprese tra i maschi e le fasce.

In questa tipologia di schematizzazione, le deformazioni e i danneggiamenti si concentrano nei maschi murari e nelle fasce di piano, mentre i nodi, definiti "rigidi", non sono caratterizzati dalla presenza di lesioni significative e trasferiscono le sollecitazioni agli elementi adiacenti. I diversi elementi, vengono poi assemblati e collegati per modellare una generica parete secondo il **metodo a telaio equivalente**.

I parametri utili per la realizzazione di tale schematizzazione sono: l'altezza efficace dei maschi murari, l'altezza delle aperture adiacenti i maschi, l'interazione mutua tra pannelli di tipo maschio e fasce adiacenti, la natura ciclica dell'azione sismica.

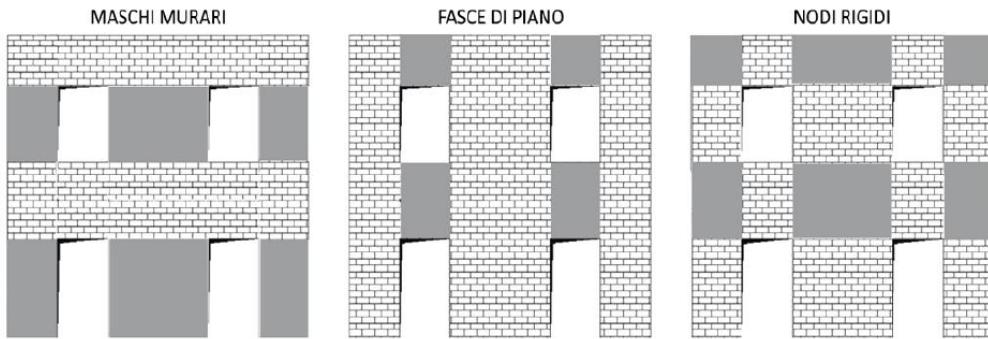


Figura 2.19: Rappresentazione dei macroelementi

I criteri maggiormente diffusi nella pratica professionale per la definizione del telaio equivalente, sono i seguenti:

- **criterio proposto da AUGENTI (2006)**, il quale, sulla base di osservazioni condotte sui recenti terremoti italiani, propone nel caso di fessurazione diagonale da taglio nei maschi murari, di utilizzare un'altezza efficace pari all'altezza dell'apertura adiacente al maschio in esame (nella direzione di applicazione del sisma).
- **criterio proposto da MOON (2006)**, che definisce l'altezza efficace, sulla base dei risultati sperimentali raggiunti su un edificio a due piani in scala reale. Tale altezza è pari alla lunghezza di un puntone ideale compresso che si genera all'interno del pannello soggetto ad azioni orizzontali. L'ipotesi alla base di tale metodo è che le fessure si sviluppino sia orizzontalmente che con un angolo di 45°.

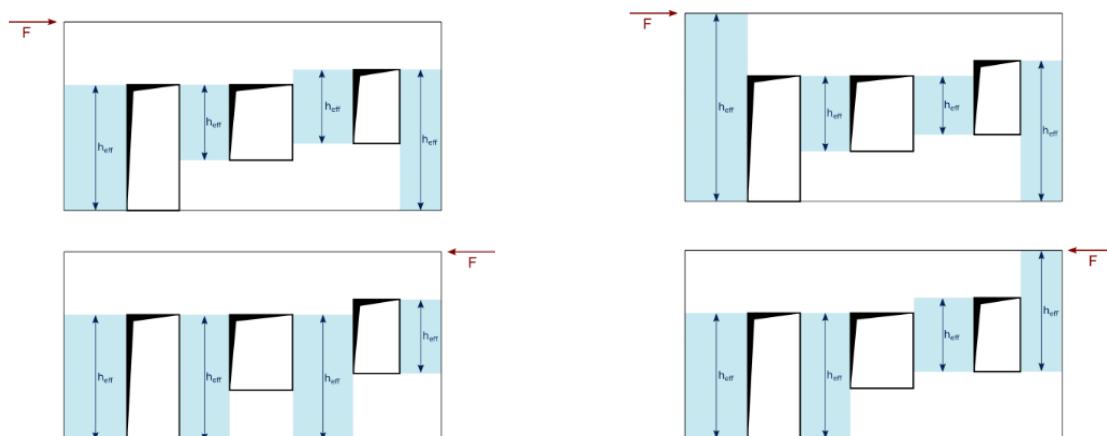


Figura 2.20: Criteri proposti da AUGENTI (2006)(sx) e MOON (2006) (dx)

- **criterio proposto da DOLCE (1989)**, il quale influenzato dalla variazione dell'azione sismica, utilizza formule semplificate basate su considerazioni relative alla rigidezza equivalente dei maschi e impone un limite superiore alla pendenza delle fessure pari a 30°. Nel presente criterio, l'altezza efficace varia in funzione dell'interazione tra maschi e fasce adiacenti, la quale

viene modellata inserendo un vincolo elastico variabile in testa ai maschi. La formula utilizzata per calcolarla è la seguente:

$$h_{\text{eff}} = h' + \delta \frac{B (h_w - h')}{h'} \quad (2.25)$$

dove  $h$  è pari all'altezza di interpiano,  $\delta$  è un coefficiente calibrato sulla base di simulazioni numeriche pari ad  $1/3$ ,  $B$  è la larghezza del pannello e  $h'$  è l'altezza del maschio murario (pari alla distanza tra i punti medi delle linee congiungenti i vertici di due aperture consecutive).

- **criterio proposto da LAGOMARSINO (2013)**, in cui i maschi murari sono definiti partendo dall'altezza delle aperture adiacenti. Nei casi particolari di aperture non allineate o maschi di bordo l'altezza efficace è assunta pari alla media delle altezze delle aperture adiacenti o pari alla media tra l'altezza di interpiano e l'altezza dell'apertura.<sup>11</sup>



Figura 2.21: Criteri proposti da Dolce (1989)(sx) e LAGOMARSINO et al. (2013) (dx)

Il metodo a Telaio equivalente è concettualmente simile al telaio che si utilizza per le strutture in calcestruzzo armato, dove pilastri e travi (equivalenti a maschi murari e fasce di piano) convergono in dei nodi considerati infinitamente rigidi.

L'applicazione del presente metodo risulta particolarmente efficiente nel caso di strutture con una distribuzione regolare dal punto di vista delle aperture. Nel caso di distribuzioni irregolari, invece il telaio viene meno e l'applicazione di tale metodo risulta più complessa e meno efficace.

Tale metodo può essere considerato un evoluzione dei metodi **POR** (Tomazevic), **PORFLEX** (Braga & Dolce) che hanno condotto al metodo **POR 90** (Dolce, 1990), il quale essendo basato su una valutazione diversa delle rigidezze in gioco, definisce delle altezze equivalenti in relazione alle caratteristiche dimensionali delle fasce di piano. I maschi murari, invece, hanno un comportamento bilatero elastico-perfettamente plastico, e sono considerati interamente reagenti (assenza di parzializzazione) fino al collasso.

Nonostante l'eccessiva semplificazione e una limitata applicabilità, grazie al metodo POR è stato possibile introdurre una tecnica di analisi non lineare per lo

<sup>11</sup>Costruzioni in muratura: aspetti tipologici e adeguamento sismico. Dossier tecnico -*La modellazione di costruzioni esistenti in muratura*

studio del comportamento delle strutture in muratura<sup>12</sup>. Grazie alla basi poste da tale metodo, è stato possibile sviluppare i principali modelli a telaio equivalente, divisibili in due categorie in base al tipo di macro-elemento utilizzato:

- Modelli a macroelementi monodimensionali;
- Modelli a macroelementi bidimensionali

### Modelli a macroelementi monodimensionali

Nei modelli a macroelementi monodimensionali le varie porzioni della parete muraria (maschi, fasce e nodi) sono definite mediante delle aste, cioè elementi monodimensionali.

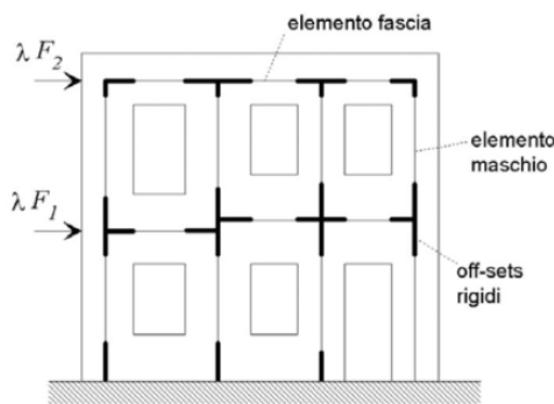
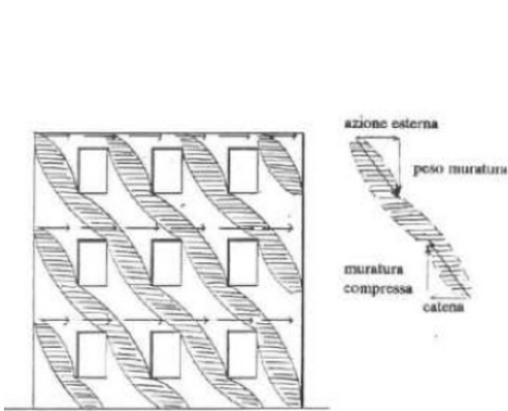


Figura 2.22: Telaio equivalente con elementi monodimensionali

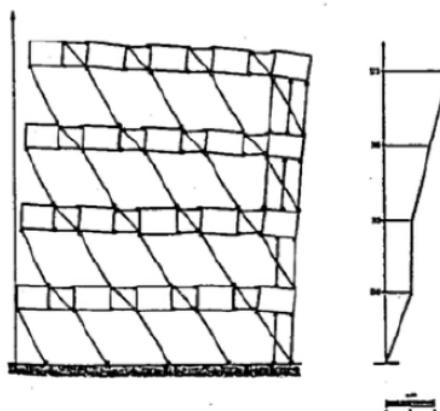
Il telaio rappresentante la parete muraria, viene realizzato posizionando le aste deformabili a taglio e a flessione, in corrispondenza dell'asse baricentrico dei maschi e delle fasce e i nodi rigidi all'intersezione tra le travi e i pilastri. Dato il ridotto numero di gradi di libertà del telaio, questo tipo di modello permette di ottenere la risposta di una parete con un minore onere computazionale, ma non è in grado di rappresentarne in maniera accurata la geometria.

Un altro tipo di modello a macroelementi monodimensionali, è il **modello a biella e puntone** (Calderoni et al., 1987 e 1989), in grado di rappresentare la componente reagente del pannello murario tramite un elemento biella, la cui inclinazione e rigidezza definiscono mediamente il comportamento del pannello stesso. In questo caso, la crisi del singolo pannello si verifica in corrispondenza di una configurazione limite di equilibrio oppure, nel caso di sola compressione, per schiacciamento del puntone.

<sup>12</sup>A. Galasco, S. Lagomarsino e A. Penna, *Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura*, in *Atti del X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Potenza–Matera, 2001.



Bielle compresse in una parete soggetta a sisma (Calderoni et al., 1987 e 1989)



Parete modellata con bielle equivalenti (Calderoni et al., 1987 e 1989)

Tra i metodi utilizzati per il calcolo manuale di pareti sollecitate da forze orizzontali di origine sismica, ritroviamo:

1. il metodo VeT (Verifica a Taglio), introdotto dalla Regione Friuli-Venezia Giulia nel 1987;
2. il metodo SAM (Simplified Analysis of Masonry buildings), che costituisce uno dei metodi più rappresentativi nella schiera dei modelli monodimensionali a telaio equivalente.

Il **metodo SAM**, applicato nel caso studio analizzato nei capitoli successivi, è in grado di analizzare la parete nel suo complesso e il suo equilibrio globale: definita una determinata forma di carico, viene valutato il moltiplicatore che ne determina il collasso, per ogni parete che definisce la struttura muraria. Il metodo (Dolce, 1989) si basa sulle seguenti ipotesi:

- le fascie possiedono resistenza limitata e duttilità infinita e sono in grado di garantire la massima resistenza a taglio fino al collasso dell'intera struttura;
- i maschi murari, invece, modificano le loro condizioni di vincolo all'aumentare del carico, partendo da un modello alla Grinter e raggiungendo un modello a mensola, passando per configurazioni di vincolo intermedie comprese tra l'incastro e la cerniera;
- le sollecitazioni sono distribuite in maniera proporzionale alla rigidezza elastica lineare dei singoli pannelli;
- per i maschi murari le modalità di crisi sono dovute a taglio per trazione, scorrimento, e pressoflessione al limite plastico, per le fasce invece si tengono in considerazione le crisi per taglio da trazione, scorrimento e flessione.

## Modelli a macroelementi bidimensionali

A differenza dei modelli monodimensionali, i modelli a macroelementi bidimensionali definiscono le fasce di piano e i nodi rigidi attraverso macroelementi bidimensionali, rappresentati come veri e propri pannelli di dimensioni pari alle dimensioni reali dei maschi murari. L'ipotesi principale a monte di questo metodo è che il materiale abbia una resistenza a trazione pari a 0. Tale ipotesi può essere ottenuta: variando la geometria degli elementi, definendo un opportuno campo di tensioni all'interno del pannello oppure aggiornando direttamente la rigidezza degli elementi.

Nelle zone soggette a compressione, invece, si ipotizza un comportamento elastico-lineare e per tenere conto dei possibili meccanismi di rottura, devono poter essere effettuate delle verifiche sulle massime tensioni ammissibili.<sup>13</sup>

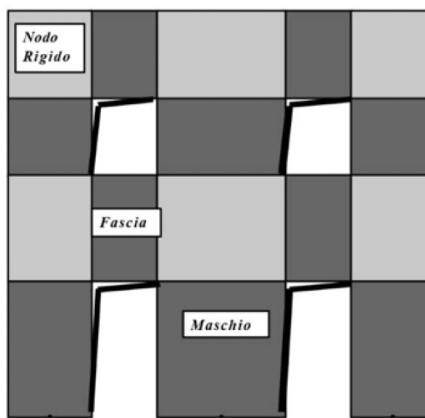


Figura 2.24: Telaio equivalente con elementi bidimensionali (Galasco et al., 2001)

Le tipologie di modellazione analizzate nei paragrafi precedenti, rientrano nello studio del comportamento globale delle strutture in muratura. Tale comportamento dipende da 3 fattori:

- **la rigidezza dei solai nel proprio piano;**
- **il collegamento strutturale fra i solai e le pareti perimetrali;**
- **l'ammorsamento fra le pareti.**

La rigidezza dei solai nel proprio piano è un'ipotesi necessaria per effettuare un'analisi sismica globale e garantire una corretta ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti della struttura. I solai presenti nelle costruzioni esistenti però possono essere:

- solai infinitamente rigidi;
- solai con rigidezza finita;
- solai con rigidezza trascurabile.

<sup>13</sup>Sabatino R.,*Analisi non lineare di pareti murarie sotto azioni orizzontali: modellazione a telaio equivalente*, Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Salerno, 2010.

Tra queste tipologie, solo grazie alla prima è possibile ripartire le azioni in funzione della rigidezza e della posizione delle pareti murarie. Nel terzo caso, invece, ciascuna parete deve essere verificata nei confronti delle azioni sismiche che la competono, valutate in relazione alle aree di influenza. Nel caso di solai di rigidezza finita, risulta opportuno definire la reale rigidezza dei solai, individuando le caratteristiche di deformabilità nel piano di ciascun solaio.

Questi fattori influenzano particolarmente la risposta dinamica degli edifici esistenti in muratura portante soggetti all'azione sismica, e in particolare possono modificare in maniera importante la loro resistenza e duttilità. Gli edifici in muratura portante, caratterizzati da orizzontamenti di rigidezza trascurabile e pareti non adeguatamente ammorsate, non sono in grado di esibire un comportamento scatolare, pertanto l'analisi sismica globale non può essere eseguita e deve essere sostituita da un'insieme di verifiche locali dei **meccanismi di collasso**.

I meccanismi locali delle pareti si attivano per azioni perpendicolari al loro piano medio, ma anche per azioni nel loro piano medio, e la loro verifica può essere eseguita tramite l'analisi dei cinematici di corpo rigido.

### Analisi dei meccanismi locali di corpo rigido

L'analisi dei meccanismi di collasso può essere effettuata tramite l'analisi limite d'equilibrio, secondo l'approccio cinematico. Tale processo di verifica è caratterizzato dai seguenti step:

1. scelta del meccanismo di collasso;
2. determinazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  in grado di attivare il meccanismo, attraverso l'analisi cinematica lineare;
3. definizione della curva  $\alpha_0-d_C$ , attraverso l'analisi cinematica non lineare, dove  $d_C$  è pari allo spostamento del punto di controllo della catena cinematica, generalmente scelto in corrispondenza del baricentro delle masse;
4. trasformazione della curva  $\alpha_0-d_C$  nella curva di capacità  $a^* - d^*$  (accelerazione spettrale  $a^*$  - spostamento spettrale  $d^*$  di un oscillatore non lineare equivalente a un grado di libertà)
5. esecuzione delle verifiche di sicurezza.

Tali verifiche possono quindi essere eseguite in termini di accelerazione (**approccio cinematico lineare**) o di spostamento (**approccio cinematico non lineare**).

Le ipotesi alla base di tali analisi sono:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

La verifica nell'**Approccio cinematico lineare** confronta l'accelerazione necessaria per attivare il cinematismo con la massima accelerazione al suolo corrispondente allo stato limite di interesse, ridotta nella maniera opportuna di un fattore di comportamento  $q$ .

Con l'analisi cinematica lineare, il moltiplicatore  $\alpha_0$  si ottiene attraverso il *Principio dei Lavori Virtuali*, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne a quello eseguito dalle forze interne applicate al sistema nella maniera seguente:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{P_y,k} - \sum_{i=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQ_x,k}} \quad (2.26)$$

dove:

- $n$  è pari al numero di blocchi della catena cinematica;
- $m$  indica il numero di forze applicate ai diversi blocchi e indipendenti dall'azione sismica;
- $P_k$  rappresenta la risultante delle forze peso applicate al  $k$ -esimo blocco;
- $Q_k$  definisce la risultante della forza peso non applicata direttamente sul  $k$ -esimo blocco, in grado di generare una forza sismica orizzontale sugli elementi della catena cinematica, a causa dell'azione sismica;
- $F_k$  è la generica forza esterna (in valore assoluto) applicata ad un blocco, che può favorire o ostacolare l'attivazione del meccanismo;
- $\delta_{P_y,k}$  indica lo spostamento virtuale verticale del baricentro delle forze peso proprie e portate  $P_k$ , assunto positivo se verso l'alto;
- $\delta_{F,k}$  rappresenta lo spostamento virtuale del punto di applicazione della forza esterna  $F_k$ , assunto positivo o negativo, in relazione al contributo favorevole o sfavorevole della forza;
- $\delta_{PQ,k}$  pari allo spostamento virtuale orizzontale del baricentro delle forze orizzontali agenti sul  $k$ -esimo blocco  $P_i$ , assunto positivo se concorde al verso della forza sismica che attiva il meccanismo;
- $L_i$  pari al lavoro totale delle forze interne.

La verifica allo **SLD** e allo **SLV** con analisi cinematica lineare, avviene confrontando l'accelerazione necessaria per attivare il cinematismo ( $a_0^*$ ) con due diversi valori di accelerazione a seconda che esso sia a quota zero o sopraelevata. Oltre a tale verifica, nel caso in cui il cinematismo sia a quota zero ci si deve assicurare che:

$$a_{g,SLD} \geq \frac{a_g S}{q_{SLD}} \quad (2.27)$$

$$a_{g,SLV} \geq \frac{a_g S}{q_{SLV}} \quad (2.28)$$

Nel caso il cinematismo sia a quota sopraelevata:

$$a_{z,SLD} \geq a_Z(Z) \quad (2.29)$$

$$a_{z,SLV} \geq \frac{a_Z(Z)}{q_{SLV}} \quad (2.30)$$

Con:

$$a_z(z) = \sqrt{\sum_k (a_{z,k}(z))^2} \quad (2.31)$$

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \zeta_k) \gamma_k \psi_k \sqrt{1 + 0.0004 \zeta_k^2} \quad (2.32)$$

dove:

- $S_e(T_k, \zeta_k)$  è lo spettro elastico definito nel paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC, calcolato per il periodo  $T_1$ ;
- $T_1$  è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(z)$  è il valore della prima forma modale alla quota  $z$ ; in assenza di valutazioni può essere assunto pari a  $\psi(z) = \frac{z}{H}$ , dove  $H$  è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- $q_{SLD}$  e  $q_{SLV}$  sono il fattore di struttura rispettivamente allo SLD e allo SLV;
- $z$  è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio;
- $\gamma$  è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale;
- $\zeta_k$  coefficiente di smorzamento.

Nel caso di **analisi cinematica non lineare**, la verifica consiste nel confronto tra lo spostamento richiesto dall'azione sismica e quello in corrispondenza del raggiungimento dello stato limite. Tale approccio richiede la determinazione del moltiplicatore  $\alpha_0$ , sia per la configurazione iniziale della catena cinematica, sia per le configurazioni che si verificano durante l'evoluzione del cinematismo. Si definisce, quindi, una curva  $\alpha - d_C$ , rappresentativa dell'evoluzione del cinematismo, in cui il moltiplicatore  $\alpha$  è funzione dello spostamento  $d_C$  di un punto di controllo del sistema.

Tale curva deve essere trasformata nella curva di capacità di un oscillatore equivalente non lineare a un grado di libertà definita in termini di accelerazione-spostamento  $\alpha(d)$ , come segue:

$$a = \frac{\alpha(d_C) \cdot g}{e^* FC} \quad (2.33)$$

$$d = d_c = \frac{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{\varphi C, x_k}^2}{\delta_{C,x} \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{\varphi C, x_k}^2} \quad (2.34)$$

dove:

- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $FC$  è il Fattore di Confidenza;
- $\delta_{C,x}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di controllo;
- $\delta_{\varphi C, x_k}$  spostamenti virtuali definiti a partire dalla configurazione indeformata iniziale;
- $e^*$ , frazione di massa partecipante, valutata considerando gli spostamenti virtuali relativi al cinematismo rappresentativi del modo di vibrazione del meccanismo locale.

$$e^* = \frac{\left[ \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{\varphi C, x_k} \right]^2}{\left[ \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \right] \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{\varphi C, x_k}^2} \quad (2.35)$$

La verifica di sicurezza dei cineatismi in questo caso, consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo  $d_u^*$  corrispondente allo SLV e allo SLC del meccanismo locale (definito al paragrafo C.8.7.1.2.1.6 della circolare) e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante  $T_s$ . Tale periodo è definito dalla circolare come segue:

$$T_{SLV} = 1.68\pi \sqrt{\frac{d_{SLV}}{a(d_{SLV})}} \quad (2.36)$$

$$T_{SLC} = 1.56\pi \sqrt{\frac{d_{SLC}}{a(d_{SLC})}} \quad (2.37)$$

Nel caso di parete poggiata a terra, la verifica si considera soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_{SLV}) \quad (2.38)$$

dove  $S_{De}$  è lo spettro di risposta elastico in spostamento.

Nel caso in cui il cinematismo sia a quota sopraelevata si deve utilizzare lo spettro di risposta in spostamento alla quota della porzione di edificio interessata. Oltre alla verifica precedente, si deve verificare che<sup>14</sup>:

$$d_u^* \geq S_{ez}(T_{SLV}, \zeta, z) \cdot \frac{T_{SLV}^2}{4\pi^2} \quad (2.39)$$

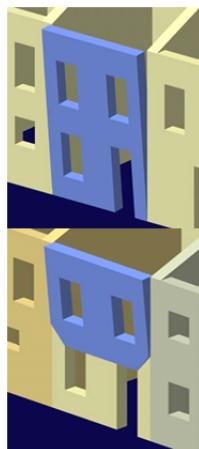
<sup>14</sup>PRO.CINEm – Analisi Cinematica Lineare e Non Lineare sulla Muratura, 2SI – Software e Servizi per l'Ingegneria, Italia, s.d.

dove:

$$S_{ez}(T_{SLV}, \zeta, z) = 1.1\zeta^{-0.5}\eta(\xi)a_{z,k}(z) \quad (2.40)$$

Tra i meccanismi locali che interessano le strutture in muratura, che possono essere analizzati con approccio cinematico lineare e non lineare, ritroviamo:

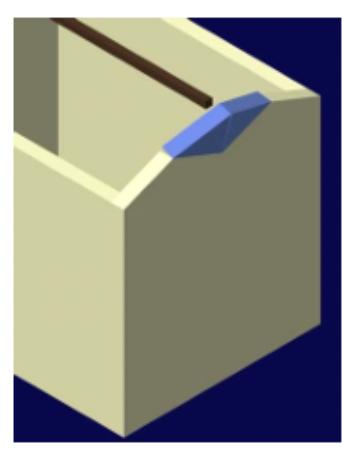
- Ribaltamento semplice di parete;
- Ribaltamento composto di parete;
- Ribaltamento del cantonale;
- Flessione verticale di parete;
- Flessione orizzontale di parete;
- Sfondamento della parete del timpano;



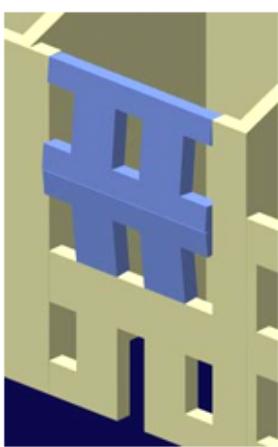
Ribaltamento semplice



Ribaltamento composto



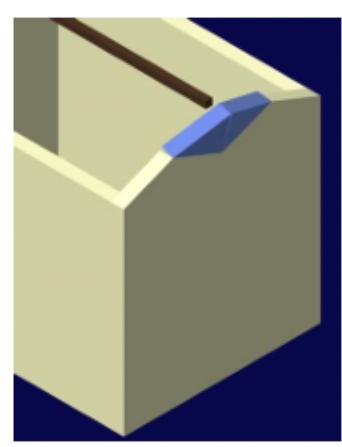
Ribaltamento cantonale



Flessione verticale



Flessione orizzontale



Sfondamento timpano

Figura 2.25: Meccanismi locali di collasso delle strutture in muratura

Come evidenziato all'inizio del capitolo, le incertezze di natura epistemica dovute alla parziale conoscenza del sistema strutturale, delle proprietà dei materiali, dei carichi agenti e delle condizioni reali di vincolo della struttura, si riflettono inevitabilmente sulla definizione del modello strutturale, sia che si analizzi il comportamento globale dell'edificio, sia che si analizzino i meccanismi locali di collasso. Indagando le varie tipologie di modellazione, è stato possibile notare come vengono risolte e gestite le incertezze all'interno di ogni tipo di modello, cercando di intrepretare nella maniera più corretta possibile il reale comportamento della struttura.

# Capitolo 3

## Il caso studio

L'elaborazione del seguente lavoro di tesi è fortemente basata sulla scelta di un caso studio reale, mediante il quale è stato possibile applicare le considerazioni teoriche sviluppate precedentemente. La scelta è ricaduta sull'edificio che ospita la Scuola Elementare "Del Bene", situata in Piazza Marconi N°12, presso Maruggio (TA).

Il progetto generale prevede l'esecuzione degli interventi edilizi necessari per l'adeguamento normativo e per la messa in sicurezza del patrimonio edilizio scolastico comunale. Con tali interventi si intende completare e adeguare gli edifici, facenti parte dell'Istituto comprensivo "Tommaso del Bene", alle normative tecniche e di sicurezza vigenti. Il complesso scolastico è ubicato nell'area di Piazza Marconi ed è costituito da tre edifici distinti, separati da strade comunali, e dotati di propria recinzione a protezione dalla strada. I fabbricati ospitano rispettivamente la scuola materna "Collodi", la scuola elementare "Tommaso Del Bene" insieme alla scuola media "Francesco Petrarca" e, infine, il plesso degli uffici amministrativi e di segreteria.

Il presente lavoro di tesi ha come obiettivo l'analisi di vulnerabilità sismica e il conseguente intervento di adeguamento della scuola elementare "Tommaso Del Bene", in particolare solo della porzione dell'edificio realizzata in muratura.

L'edificio scolastico, progettato e costruito prima dell'introduzione delle normative antisismiche, è costituito da una porzione realizzata in muratura portante e da due ampliamenti in calcestruzzo armato, realizzati successivamente, e che saranno oggetto di studi successivi. Tuttavia, allo stato attuale, l'edificio risulta pienamente funzionante e le attività scolastiche continuano a svolgersi regolarmente. Nel corso delle indagini strutturali sono state individuate alcune criticità, riconducibili principalmente ai solai e al degrado di alcuni elementi murari. Nonostante tali indagini non fossero complete ed esaustive, è stato comunque possibile fare una prima valutazione del comportamento globale della struttura. Alcune tipologie murarie restano però tutt'ora sconosciute. Questo ha portato all'attuazione di dovute semplificazioni e supposizioni.

## 3.1 Inquadramento generale

Come ampiamente discusso nel capitolo precedente, l'analisi delle strutture esistenti risulta fortemente influenzata da una serie di incertezze di natura epistemica dovute a una conoscenza incompleta dello stato di fatto, pertanto le caratteristiche meccaniche dei materiali e le tecniche costruttive utilizzate sono spesso incognite o non dettagliate. La loro conoscenza è fondamentale ai fini della definizione di un modello strutturale e dell'analisi sismica. Per questo motivo sono state realizzate delle indagini strutturali partendo da un'analisi storico critica, per poi eseguire dei rilievi geometrico-strutturali, e definito il livello di conoscenza, determinare le proprietà meccaniche dei materiali.

### 3.1.1 Analisi storico-critica

La Scuola Elementare "Del Bene", ubicata nel Comune di Maruggio in Piazza Marconi n.12 (fig.3.1), in seguito alle indagini effettuate presso gli archivi comunali e le informazioni raccolte durante il sopralluogo, risulta costruita intorno al 1936, secondo le tipologie costruttive delle strutture in muratura dell'epoca.

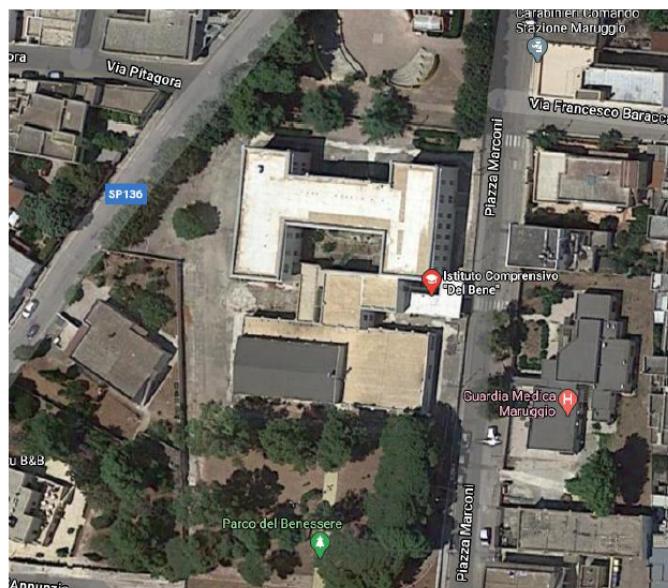


Figura 3.1: Ubicazione della Scuola Elementare "Del Bene"

Negli anni 70-80 sono stati realizzati degli interventi di ampliamento, finalizzati alla realizzazione di due nuove corpi in calcestruzzo armato.

L'edificio, quindi, si presenta composto da due piani fuori terra e suddiviso in due-tre blocchi temporali come rappresentato in figura 3.3. Vista la sua evoluzione storica e l'eterogeneità tipologica dei solai, risulta essere il risultato di diverse fasi costruttive, le quali hanno determinato una notevole complessità sia dal punto di vista dell'individuazione dei materiali, sia dal punto di vista strutturale.

Inoltre il corpo di fabbrica presenta una superficie coperta di circa 1807,52 mq, con una popolazione scolastica pari a 92 alunni.

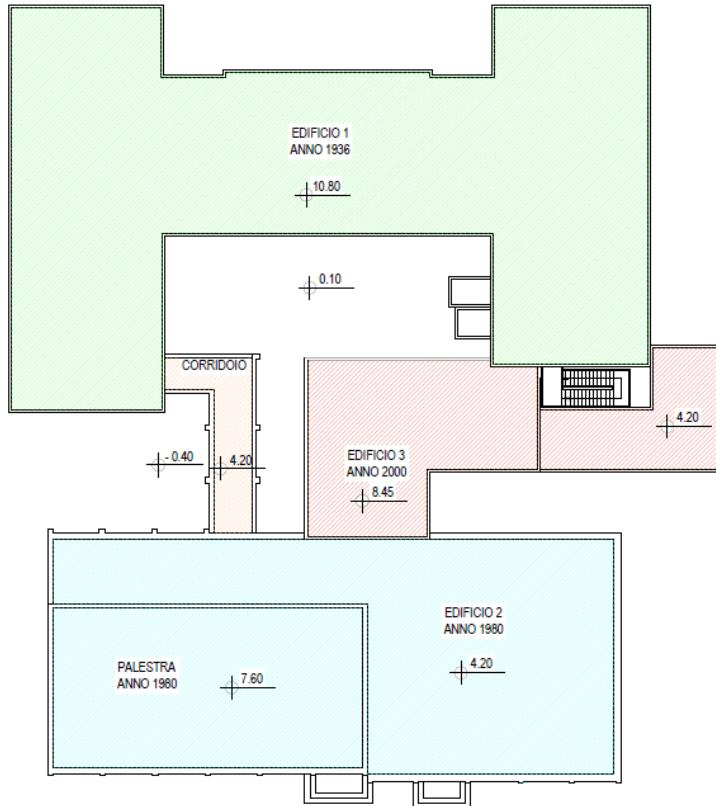


Figura 3.2: Pianta delle fasi costruttive della Scuola Elementare “Tommaso Del Bene”

L’edificio oggetto del presente lavoro di tesi è quello rappresentato nella figura 3.3 in verde chiaro.

### 3.1.2 Rilievo geometrico e funzionale

Uno step fondamentale ai fini della corretta caratterizzazione del presente edificio, è rappresentata dal rilievo geometrico e funzionale. Grazie al **rilievo geometrico** è stato possibile indagare il sistema portante dell’edificio e individuare la geometria della costruzione e degli elementi strutturali. Il **rilievo funzionale**, invece, ha permesso di andare oltre la geometria e analizzare le condizioni d’uso della struttura, il suo stato di conservazione, le trasformazioni subite, e le eventuali anomalie presenti. Come precedentemente accennato, l’edificio è suddiviso in 3 blocchi principali: il **Blocco 1** risalente al 1936 e i **Blocchi 2 e 3** realizzati rispettivamente negli anni 80 e 2000.

Il **Blocco 1** è caratterizzato da una struttura in muratura portante con solai in latero-cemento, dove i muri perimetrali hanno uno spessore di 70 cm e quelli interni variano dai 40 ai 70 cm. Dal punto di vista planimetrico, la struttura è caratterizzata da un corpo centrale e due maniche laterali. Essa risulta regolare in altezza ma non in pianta, data la maggiore estensione dell’ala destra. L’intero blocco è inoltre composto da due piani fuori terra: il piano terra di altezza pari a 5,25 m e il piano primo alto 5,35 m, per un’altezza complessiva di 10,60 m.

All'interno dell'edificio 1 è presente una scala ubicata nella manica destra, un ascensore e una sala macchine collocati nell'ala sinistra. Le aule sono disposte lungo un corridoio centrale e due corridoi laterali, con la presenza di finestre regolari in grado di garantire un'illuminazione naturale uniforme.

Il **Blocco 2** è invece caratterizzato da un struttura portante in calcestruzzo armato, costituita da travi e pilastri di sezione rettangolare, tamponamenti di spessore pari a 40 cm e solai in latero-cemento. L'intero blocco è composto da un solo piano fuori terra, e ospita una palestra di altezza pari a 7,60 m oltre a un'area destinata alla presenza di aule e servizi sanitari accessori ad essa di altezza pari a 4,20 m.

Il **Blocco 3**, invece, anch'esso realizzato in calcestruzzo armato, data la presenza di travi e pilastri di sezione circolare e solai in latero-cemento. Tale blocco è il risultato di un ampliamento successivo destinato alla realizzazione di altre aule didattiche che presentano dimensioni più contenute e corridoi più stretti, adattandosi al lotto disponibile.

I tre blocchi sono caratterizzati da tipologie strutturali differenti, e dalla presenza di un giunto strutturale che realizza un'effettiva discontinuità fisica tra le strutture. A causa delle diverse rigidezze, deformazioni e masse sismiche dei vari blocchi, tale giunto permette di trascurare la loro interazione dinamica e statica. Pertanto si è deciso di procedere con delle analisi separate per ogni struttura della scuola elementare ed è stato analizzato esclusivamente il blocco in muratura portante.

### 3.1.3 Rilievo fotografico

Nel mese di Marzo 2025 è stato effettuato un sopralluogo presso la Scuola Elementare “Tommaso Del Bene” di Maruggio (TA), finalizzato alla raccolta della documentazione fotografica. Tale documentazione si è rivelata necessaria ai fini della caratterizzazione generale dell'edificio, ma anche per la verifica della corrispondenza tra quanto riportato nelle indagini strutturali, nelle tavole progettuali ricevute dal comune e la reale configurazione architettonica e strutturale. Le foto riportate qui di seguito, sono relative ai prospetti principali e agli ambienti interni rappresentativi dei blocchi definiti in precedenza.



Figura 3.3: Prospetto principale della Scuola Elementare “Tommaso Del Bene”



Figura 3.4: Documentazione fotografica dell'edificio “Tommaso Del Bene”

## 3.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali e del terreno

L'obiettivo del presente capitolo è quello di illustrare brevemente la tipologia di sondaggi e prove (di laboratorio ed in situ) necessarie per determinare lo schema statico dei fabbricati, le caratteristiche meccaniche dei materiali e le armature presenti all'interno dei solai in latero-cemento dell'edificio scolastico. Obiettivo del piano di indagini è inoltre quello di raggiungere un Livello di Conoscenza ai sensi del D.M. 17/01/2018.

Come accennato nel capitolo precedente, in funzione del dettaglio e della completezza dei dati geometrici e meccanici rilevati è possibile definire il Livello di Conoscenza della struttura (LC1, LC2, LC3), il quale definisce la scelta del tipo di analisi da svolgere nonché la scelta del relativo Fattore di Confidenza da adottare nelle verifiche (1,35; 1,20; 1,00). I fattori che contribuiscono a definire i livelli di conoscenza sono:

- Geometria (caratteristiche geometriche degli elementi strutturali);
- Dettagli strutturali (quantità, disposizione e forma delle armature);
- Materiali (proprietà meccaniche degli elementi strutturali).

La campagna delle indagini condotta sull'edificio scolastico "Del Bene" ha permesso di raggiungere il Livello di Conoscenza LC1, e ha compreso:

- **indagini documentali**, volte a recuperare documenti di progetto architettonico e/o strutturale per ricostruire l'evoluzione storica dell'edificio;
- **rilievo geometrico**, con lo scopo di ottenere le dimensioni e la distribuzione spaziale degli elementi strutturali, eventualmente anche a conferma di quanto attestato dai documenti disponibili;
- **indagini visive**, mirate a valutare la tipologia e lo stato di conservazione delle strutture nonché il loro quadro fessurativo, il grado di ammorsamento tra i paramenti murari e con gli orizzontamenti, la presenza del coprifero e delle barre di armatura;
- **indagini strumentali** in situ e di laboratorio.

Oltre a tali indagini sono state realizzate le **indagini geologiche e idrogeologiche**, necessarie per la caratterizzazione delle proprietà fisico-meccaniche del terreno, del livello di falda e delle condizioni idrogeologiche del sito. Tali informazioni risultano di fondamentale importanza per lo studio delle fondazioni e della pericolosità sismica di base.

### 3.2.1 Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali

Per definire un quadro dettagliato delle caratteristiche dei materiali e del loro stato di degrado, sono state eseguite delle prove. Grazie all'analisi storica e alle indagini visive sono state individuate delle zone di maggiore interesse in cui eseguire le seguenti prove:

- **Saggi e sondaggi:** saggi effettuati al fine di rilevare le caratteristiche geometriche e costruttive dei solai, la presenza di eventuali stati di ammaloramento ed il quadro fessurativo oltre che la geometria globale della struttura;
- **Rilievo di fenomeni di sfondellamento dei solai:** effettuati manualmente o tramite un sistema sonico che in base alla risposta in frequenza rilevata in seguito a una sollecitazione meccanica sull'intradosso del solaio fornisce delle informazioni relative alla presenza di imminenti stati di sfondellamento;
- **Carotaggi:** eseguiti estraendo dei campioni di calcestruzzo dagli elementi strutturali (travi e pilastri). I diametri D dei campioni prelevati possono essere di 50 mm, 75 mm, 100 mm, 150 mm con profondità di estrazione variabili tra poco più di D e poco più di 2D. Prima di estrarre i campioni è necessario eseguire dei rilievi pacometrici al fine di evitare il taglio dei ferri di armatura. Sulle carote estratte si esegue, inoltre, una normalizzazione dimensionale per far rientrare le dimensioni nei limiti di tolleranza disposti dalle norme;
- **Prove di carico:** prove non distruttive utili a determinare le caratteristiche di resistenza ed elasticità degli elementi strutturali, che relazionate con la conoscenza della geometria strutturale, danno una esatta comparazione tra comportamento teorico e quello reale. Esse si eseguono applicando al solaio o alla trave in esame un carico (tramite serbatoi ad acqua o martinetti oleodinamici) pari alla somma dei carichi di esercizio di progetto e dei carichi permanenti non ancora applicati alla struttura e determinando le deformazioni dell'elemento strutturale.
- **Prove di carbonatazione:** in seguito al prelievo del campione, viene spruzzata la soluzione di fenolftaleina sul provino di calcestruzzo. Il procedimento sfrutta le proprietà del reagente che cambia colore, virando al rosso magenta al contatto con il calcestruzzo avente  $\text{pH} \geq 8,0 - 9,8$  e rimanendo incolore per valori di pH inferiori. Il calcestruzzo carbonatato non modifica il suo colore, mentre quello non ancora raggiunto dalla carbonatazione assume il tipico colore rosso magenta del reagente in ambiente alcalino. Per stimare in maniera ottimale la penetrazione della carbonatazione in una struttura è necessario effettuare la prova su una campionatura sufficientemente estesa;
- **Rilievi pacometrici:** eseguibili con il pacometro e utili per determinare il numero, la posizione delle barre di armatura negli elementi in c.a, la misura del copriferro e la stima del diametro delle barre e delle staffe.

Dagli esiti di queste prove e dai saggi effettuati si è cercato di delineare un quadro il più possibile dettagliato delle caratteristiche meccaniche dei vari elementi costituenti l'intero sistema strutturale.

## Blocco 1

Per il corpo originario, costruito nel 1936, e caratterizzato da due piani fuori terra, le indagini hanno consentito di individuare la **stratigrafia dei solai**:

- **Saggio 1 - Piano terra**

Il solaio intermedio del blocco 1 è del tipo **"Latero-cementizio Varese"**, ed è una tipologia di solaio prefabbricata, tipica dell'epoca, caratterizzata da tavelloni in laterizio e una soletta di cemento armato (chiamata cappa) che completa il sistema. Il solaio in questione ha un'altezza totale pari 25 cm, di cui 23 cm di laterizio e 2 cm di soletta. Il travetto presenta una larghezza di 9 cm e l'interasse tra i due travetti è pari a 81 cm.

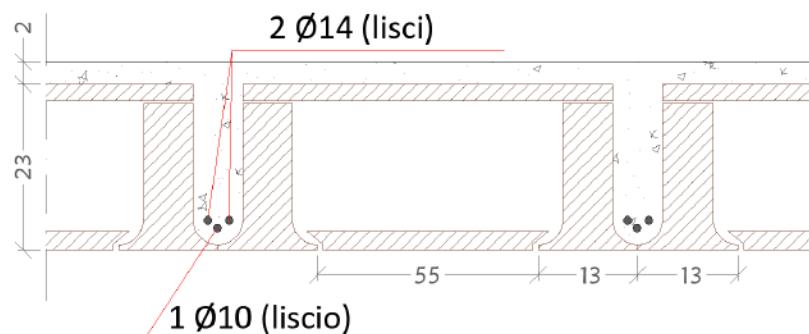


Figura 3.5: Saggio 1 Piano terra- Solaio tipo varese

- **Saggio 3 - Piano primo**

Anche il solaio di copertura è del tipo **"Latero-cementizio Varese"**, e presenta un'altezza di 42+3, un travetto largo 9 cm e un'interasse pari a 81 cm

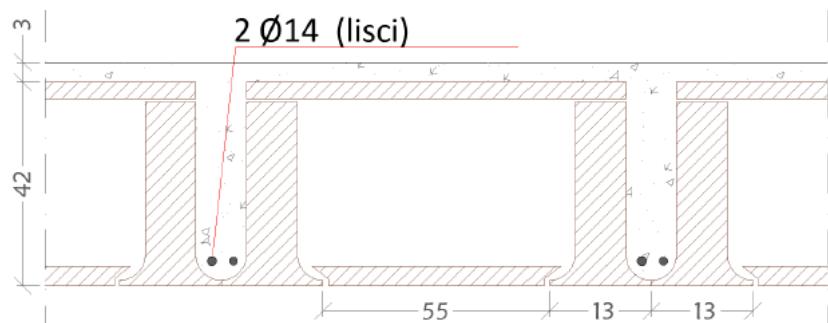


Figura 3.6: Saggio 3 - Piano primo Solaio tipo varese

Ai fini della caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali invece, non sono state effettuate prove dirette sulla **muratura portante**, pertanto in base alle indagini visive dello stato di fatto, si è scelto di adottare un **Livello di Conoscenza LC1**. In conformità con quanto previsto dalla "Circolare esplicativa n. 7 del 21 gennaio 2019." al paragrafo C.8.5.4.1 e per quanto riportato al capitolo

precedente relativo ai materiali, assunto un livello di conoscenza pari a LC1, i valori medi da utilizzare per le verifiche possono essere definiti con riferimento alla tipologia muraria nella maniera seguente:

- la resistenza media a compressione  $f$ , le resistenza medie a taglio in assenza di tensioni normali  $\tau_0$  e  $f_{v0}$  sono pari ai valori minimi riportati nella tabella 2.7;
- il modulo elastico  $E$  e il modulo di taglio  $G$  invece, possono essere assunti uguali ai valori medi dalla suddetta tabella.

Mediante alcuni saggi eseguiti in situ sulle murature portanti del blocco 1 è stato possibile osservare la **tipologia muraria** e le caratteristiche dei materiali impiegati. Sulla base di tali indagini è stato possibile classificare la muratura come **muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)**, in accordo con quanto riportato nelle **NTC 2018** e nella **Circolare esplicativa n. 7 del 21 gennaio 2019**. Oltre ad una tessitura regolare, è stata individuata una malta di buone caratteristiche, per cui è stato possibile applicare dei coefficienti migliorativi alle proprietà meccaniche del materiale, definite dal livello di conoscenza LC1, secondo la tabella C8.5.II riportata qui di seguito:

**Tabella C8.5.II -Coefficieneti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.**

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento				Massimo coefficiente complessivo
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezioni di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (***)		
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5	
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4	
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0	
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3	

(\*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o simili).

(\*\*) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione  $f_m$  superiore a 2 N/mm<sup>2</sup>. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a  $f_m^{0.85}$  ( $f_m$  in N/mm<sup>2</sup>).

(\*\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Figura 3.7: Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di uno stato di fatto migliore o in seguito a un intervento di consolidamento

A tale proposito, la Circolare esplicativa n. 7 del 21 gennaio 2019, riporta che: *"Le caratteristiche meccaniche della muratura, in uno stato di fatto migliore di quello indicato nella Tabella C8.5.I, possono ottenersi applicando (indicativamente e salvo più dettagliate valutazioni) i coefficienti migliorativi di Tabella C8.5.II.*

*I coefficienti migliorativi sono funzione dei seguenti fattori:*

- **malta di buone caratteristiche:** il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II, diversificato per le varie tipologie, si può applicare sia ai parametri di resistenza ( $f$ ,  $\tau_0$  e  $f_{v0}$ ), sia ai moduli elastici ( $E$  e  $G$ );

- **presenza di ricorsi (o listature):** il coefficiente di tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza ( $f$ ,  $\tau_0$ ); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in cui si riscontra tale tecnica costruttiva;
- **presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i parametri:** il coefficiente indicato in tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza ( $f$ ,  $\tau_0$  e  $f_{v0}$ )”

Alla luce di tali considerazioni, sono state definite le proprietà meccaniche della muratura, introdotte nelle modellazioni effettuate con il software PRO\_SAP:

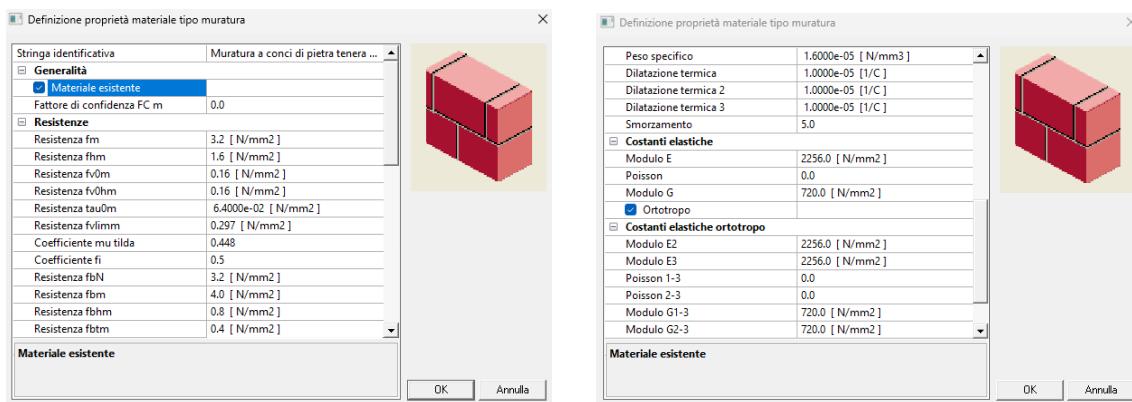


Figura 3.8: Definizione delle proprietà meccaniche della muratura sul software PRO\_SAP

## Blocco 2

Per quanto riguarda il **Blocco 2**, caratterizzato da un unico piano fuori terra e costruito negli anni 70-80, le indagini presenti hanno permesso di identificare principalmente la stratigrafia del solaio. Un numero limitato di prove pacometriche sono state effettuate sulle travi e sui pilastri, pertanto non è stato possibile caratterizzare in maniera sufficiente le proprietà meccaniche del calcestruzzo, e la disposizione delle armature. L'assenza di tali indagini non ha consentito il raggiungimento di un adeguato livello di conoscenza per la realizzazione di un modello affidabile. I risultati delle indagini diagnostiche relativi al solaio del blocco 2, sono qui riportati:

- **Saggio 2 - Piano terra**

Il solaio di copertura del corpo 2, è realizzato con **travetti prefabbricati e pignatte di allegerimento**. Le pignatte sono alte 32 cm, mentre la soletta superiore di collegamento ha uno spessore di 5 cm. I travetti hanno una larghezza di 12 cm e il loro interasse è pari a 61 cm.

Tale tipologia costruttiva, risulta essere in linea con le tecniche utilizzate negli anni 80, periodo in cui sono stati realizzati i corpi 2 e 3, caratterizzati da un impiego molto frequente di solai in laterocemento con travetti prefabbricati e non e pignatte di allegerimento.

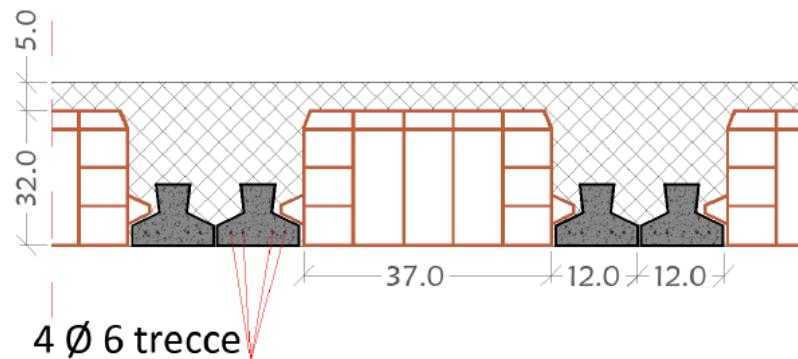


Figura 3.9: Saggio 2- Solaio con travetti prefabbricati e pignatte di allegerimento

### Blocco 3

In maniera analoga a quanto riportato per il Blocco 2, le indagini hanno riguardato principalmente la stratigrafia dei solai. Le informazioni relative alle travi e ai pilastri esistenti risultano quasi assenti.

Anche in questo caso, sia il piano terra, sia il piano primo, possiedono dei solai con travetti prefabbricati e pignatte di allegerimento, della stessa tipologia e dimensione di quello appena analizzato nel corpo 2.

A causa della scarsità delle indagini realizzate sui blocchi 2 e 3, e data la necessità di dover raggiungere un livello di conoscenza sufficiente per realizzare una corretta modellazione, si è deciso per il presente lavoro di tesi di concentrare l'analisi di vulnerabilità sismica sul Blocco 1 dell'edificio. Tale scelta risulta applicabile data la possibilità di poter analizzare le porzioni dell'edificio separatamente.

### 3.2.2 Indagini geologiche e idrogeologiche

Oltre alle indagini strutturali, sono state realizzate le indagini geologiche e idrogeologiche in corrispondenza dell'area dell'edificio. Tali indagini hanno permesso di definire le caratteristiche stratigrafiche e idrauliche del terreno di fondazione.

E' stata quindi individuata la seguente stratigrafia:

- Terreno vegetale: spessore di circa 0,50 m;
- Calcarenite: spessore di circa 0,50 m (da 0,50 a 1,00 m dal p.c.);
- Calcare fratturato, piuttosto tenace: spessore di circa 4,00 m (da 1,00 a 5,00 m dal p.c.);
- Sabbia fine limosa: spessore di circa 1,00 m (da 5,00 a 6,00 m dal p.c.);
- Limo sabbioso: spessore di circa 1,00 m (da 6,00 a 7,00 m dal p.c.).

Per quanto riguarda l'aspetto idrogeologico, invece, nell'abitato di Maruggio esiste un'esile **falda freatica** alimentata dagli eventi pluviali. La falda freatica è stata rilevata dal sondaggio effettuato, in corrispondenza del sito a una profondità pari a 5,30 m dal p.c. e a 8-9 m a Sud del sito lungo via Risorgimento.

La permeabilità dei calcari sottostanti, inoltre, conferisce al terreno una buona permeabilità, e favorisce il rapido drenaggio delle acque meteoriche.

L'area interessata dall'intervento non ricade nella perimetrazione del Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI) della Regione Puglia come area a Pericolosità Idraulica. Altresì, da uno studio generale del territorio, sulla base della cartografia disponibile e dei sopralluoghi effettuati in loco, non si rileva la presenza di impluvi o potenziali linee di scorrimento attivabili durante eventi piovosi intensi.

In conseguenza di ciò è possibile escludere la possibilità di arrivo dall'esterno di grandi portate di acque meteoriche e tanto meno di inondazioni dovute a corsi d'acqua limitrofi. Alla luce di tali considerazioni, è possibile escludere la presenza di condizioni di instabilità o di rischio idraulico elevato per l'edificio.

### 3.3 Inquadramento sismico

Delineate le caratteristiche stratigrafiche e idrauliche del terreno di fondazione, ai fini di una corretta modellazione e analisi strutturale, risulta necessario inquadrare sismicamente l'edificio oggetto del caso studio, definendo i parametri sismici di interesse e la pericolosità sismica di base.

La scuola elementare "Del Bene" è ubicata nel centro di Maruggio, in provincia di Taranto, in corrispondenza delle seguenti coordinate geografiche approssimate:

- Latitudine:  $40^{\circ} 19' 24.00''$
- Longitudine:  $17^{\circ} 34' 27.00''$
- Altitudine: 26 m

Nell'ambito della suddivisione della normativa al paragrafo 2.4.2 delle costruzioni in classi d'uso, trattandosi di un edificio scolastico, caratterizzato da un elevato quantitativo di persone, la struttura rientra in **Classe d'Uso III**, definita come segue:

*"Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Digue rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso."*

A tale classe è associato un corrispondente coefficiente d'uso  $C_U$ , in questo caso pari a **1.5**, che moltiplicato per la vita nominale di progetto  $V_N$ , pari a **50 anni** per "costruzioni con livelli di prestazioni ordinari", definisce il periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$  uguale a **75 anni**.

Ai fini della valutazione della pericolosità sismica, il **D.M. 2018** non considera più le zone sismiche, ma definisce una maglia elementare tramite una serie di punti notevoli sul territorio nazionale dotati di valori caratteristici dei coefficienti:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito (PGA);
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nell'ambito della modellazione svolta con il software PRO\_SAP, è stata definita la pericolosità sismica di base, nella quale l'area di interesse del nostro edificio è stata individuata ricadente in una **zona a bassa pericolosità sismica**:

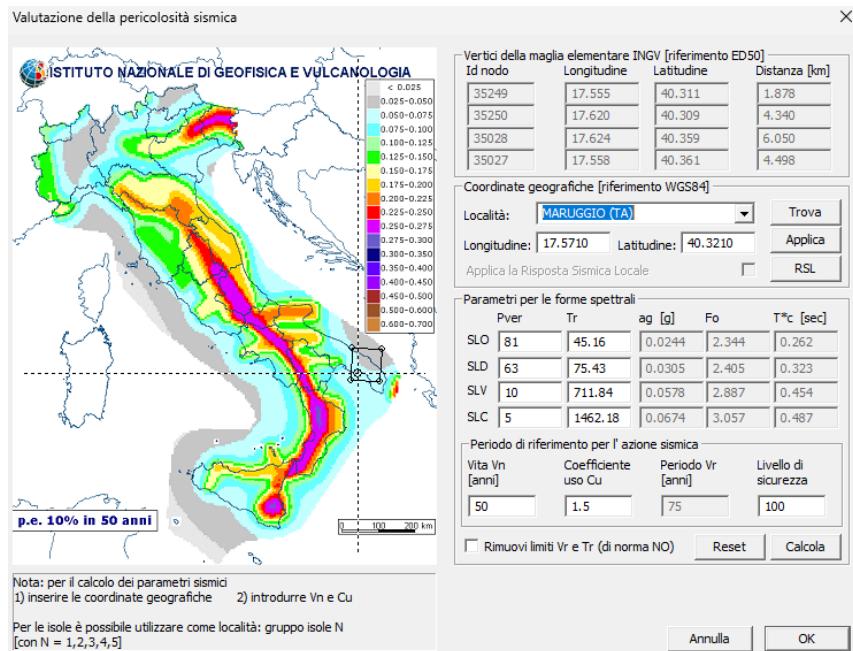


Figura 3.10: Valutazione della pericolosità sismica - Maruggio (TA)

Grazie alle indagini geologiche e geotecniche descritte precedentemente, è stato possibile definire due parametri fondamentali ai fini della determinazione degli spettri di risposta sismici: la **categoria di sottosuolo** e la **categoria topografica**.

Ai sensi della tabella 3.2.II, riportata nel capitolo 3 delle NTC 2018, il sito in cui sorge la costruzione è stato inquadrato nella **Categoria di sottosuolo C**:

*"Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.*

Per quanto concerne la superficie topografica, invece, può essere classificata all'interno di una **Categoria topografica T<sub>1</sub>**, definita come segue dalla Tabella 3.2.III delle NTC2018:

*"Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15$*

Delineati i precedenti parametri, è possibile definire gli spettri di risposta elastici e di progetto per gli stati limite individuati nei confronti delle azioni sismiche. Determinati gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali e ver-

ticali, le NTC 2018 affermano che per tenere in conto anche della capacità dissipativa anelastica delle strutture, della loro sovraresistenze e dell'incremento del periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni, si può effettuare una riduzione delle forze elastiche. Tale riduzione viene realizzata introducendo uno spettro di progetto relativo a una probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Nel caso di analisi statica non lineare, ai fini della valutazione dello spettro di progetto viene posto  $\eta = 1$ . Nel caso di analisi lineari (statica e dinamica), le ordinate dello spettro elastico possono essere ridotte con un fattore  $1/q$ , dove  $q$  è **il fattore di comportamento**.

Nel caso di analisi lineare, i valori attribuibili a  $q$  variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

All'interno del capitolo relativo alle costruzioni esistenti (§C8.5.5.1), nell'ambito della definizione del fattore di comportamento  $q$ , la Circolare afferma quanto segue:

*"Per la verifica di edifici con analisi lineare e impiego del fattore  $q$ , si possono utilizzare per quest'ultimo i seguenti valori:*

- $q = 2,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura  $> 15\%$  (elementi semipieni, forati, ...)".

In cui  $\alpha_u$  e  $\alpha_1$  sono definiti al §7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, non può essere assunto un rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  superiore a 1.5. Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di  $q$  sono ridotti del 25%.

La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al § 7.2.1 delle NTC.

L'edificio oggetto del caso studio è un edificio di **muratura ordinaria, non regolare in pianta e regolare in altezza**, pertanto:

$$q = 2 \cdot 1.7 = 3.4 \quad (3.1)$$

dove  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  è pari 1.7 per le costruzioni di muratura ordinaria, come definito al §7.8.1.3 delle NTC.

La circolare però, al paragrafo §7.3.1 afferma che per garantire l'assenza di danno strutturale allo SLD, è necessario effettuare anche la verifica di resistenza, oppure si può ridurre il fattore di comportamento allo SLV in maniera tale che le ordinate dello spettro SLD siano inferiori alle corrispondenti ordinate dello spettro SLV, pertanto  $q$  ai fini della determinazione dello spettro allo SLU delle componenti orizzontali assume un valore pari a **2.274** e allo **SLE** pari a **1**.

Negli spettri di progetto in accelerazione delle componenti verticali, invece,  $q$  è pari a **1** allo **SLE** e a **1,5** allo **SLU**.

I parametri appena definiti, sono stati inseriti all'interno del software PRO\_SAP ai fini della determinazione degli spettri di progetto, come segue:

Passo 3

Parametri e fattori spettrali							
S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.024	1.500	2.344	0.494	0.143	0.428	1.698
SLD	0.030	1.500	2.405	0.567	0.164	0.492	1.722
SLV	0.058	1.500	2.887	0.937	0.206	0.619	1.831
SLC	0.067	1.500	3.057	1.071	0.216	0.648	1.870
Verticale per tutti:	1.000			0.050	0.150	1.000	
eta SLO	1.0	q SLD x	1.0	q SLD y	1.0	q SLD z	2.274
		q SLU x	1.0	q SLU y	2.274	q SLU z	1.5
Smorzamento...				1.5	1.5	<= Esistenti v. fragili	

q=1 per ND  
 q >= 1

in pianta  
 in altezza

Edifici isolati  
 T is  
 s esì

[Info...](#)

[Indietro](#) [Avanti >](#) [Annulla](#) [Aggiorna](#)

Figura 3.11: Definizione dei parametri spettrali elastici e del fattore di comportamento q

### Spettri di progetto

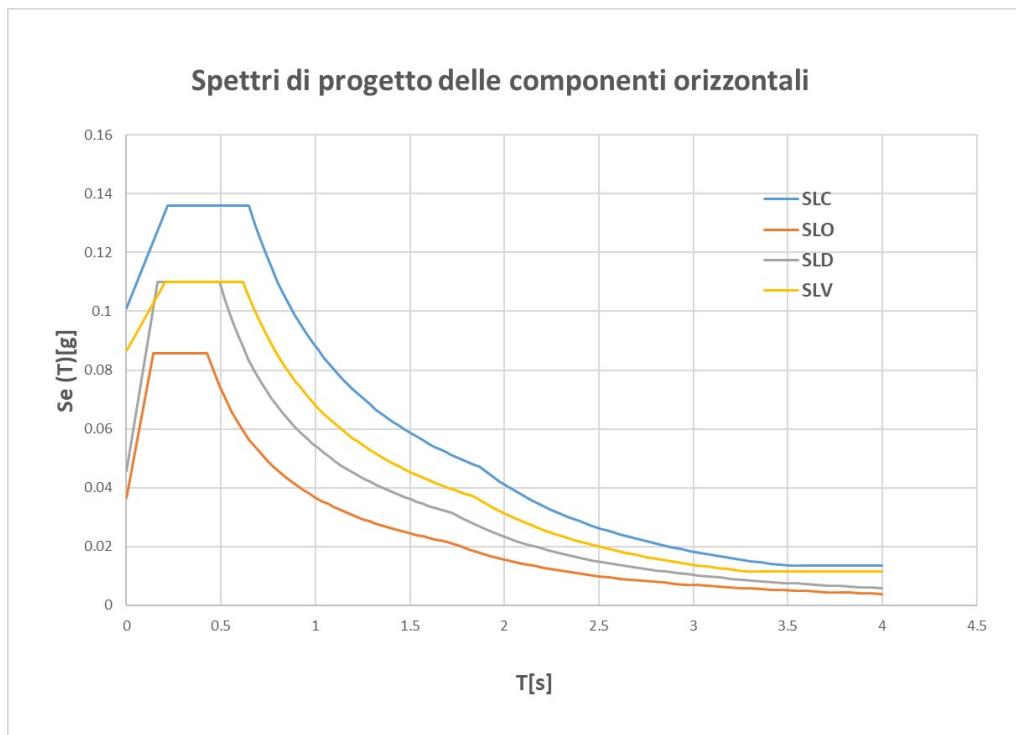


Figura 3.12: Spettro di progetto delle componenti orizzontali

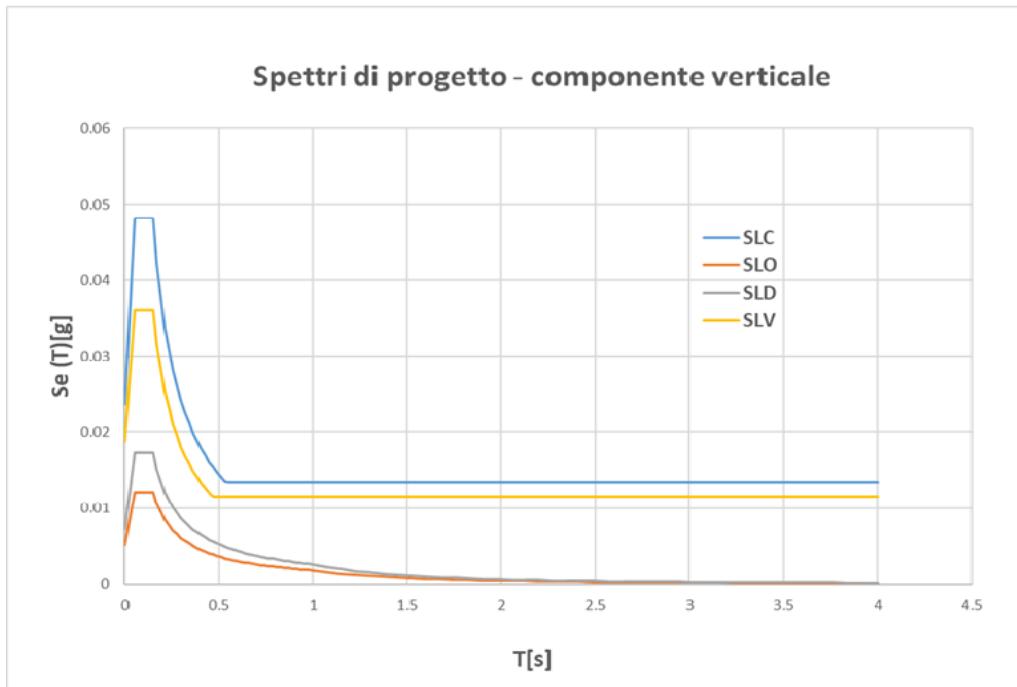


Figura 3.13: Spettro di progetto della componente verticale

# Capitolo 4

## Misura della sicurezza dell'edificio - caso studio

Delineate le caratteristiche strutturali e architettoniche dell'edificio e definite le proprietà meccaniche dei materiali presenti, è stato possibile valutare la misura della sicurezza sismica dell'edificio esistente.

Ai fini di una corretta valutazione della risposta statica e dinamica dell'edificio nei confronti dei carichi sismici, sono state utilizzate diverse strategie di modellazione ed effettuate diverse analisi.

Si è deciso di operare secondo le seguenti strategie di modellazione:

- Modellazione agli elementi finiti;
- Modellazione a telaio equivalente;
- Analisi dei meccanismi locali di collasso.

Ai fini della definizione dei modelli globali è stato utilizzato il software PRO\_SAP, mentre l'analisi dei meccanismi locali di collasso è stata condotta mediante il software PRO\_CINEM.

Realizzati i modelli globali è stato possibile condurre due tipologie di analisi:

- Analisi dinamica lineare
- Analisi statica non lineare (Pushover)

### 4.1 Modellazione dell'edificio esistente

#### 4.1.1 Analisi dei carichi

Prima di procedere con la realizzazione dei modelli, risulta necessario effettuare una corretta analisi dei carichi agenti sulla struttura. Grazie ai sondaggi realizzati nell'edificio scolastico è stato possibile individuare le sezioni reagenti dei solai. Per le sezioni rilevate nei Saggi 1 e 3, è stata sviluppata la relativa analisi dei carichi per metro quadrato di solaio.

### Analisi dei carichi Saggio 1 - Piano terra

Codice	Descrizione	N elementi	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso proprio [kN/m <sup>3</sup> ]	Totale [kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>1,1</sub>	Caldana solaio	1	1.00	0.02	25	0.50
G <sub>1,2</sub>	Travetti	2	0.09	0.23	20	0.83
G <sub>1,3</sub>	Pignatte in laterizio	1	0.72	0.23	4	0.75
<b>Totale G<sub>1</sub></b>						<b>2.08</b>

Tabella 4.1: Carichi permanenti strutturali G<sub>1</sub> - Solaio intermedio

Codice	Descrizione	N elementi	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso proprio [kN/m <sup>3</sup> ]	Totale [kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>2,1</sub>	Pavimento	1	1.00	0.02	22	0.44
G <sub>2,1</sub>	Intonaco	1	1.00	0.02	21	0.42
G <sub>2,3</sub>	Massetto	1	1.00	0.05	21	1.05
<b>Totale G<sub>2</sub></b>						<b>1.91</b>

Tabella 4.2: Carichi permanenti non strutturali G<sub>2</sub> - Solaio intermedio

Il carico variabile gravante su tale tipologia di solaio è pari al carico antropico definito dalla normativa per la categoria **C<sub>1</sub>** (**Edifici di affollamento – Aree con tavoli, aule scolastiche, caffè, ristoranti, sale per banchetti, letture, ecc.**) e risulta **uguale a 3 kN/m<sup>2</sup>**

### Analisi dei carichi Saggio 3-Piano primo

Codice	Descrizione	N elementi	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso proprio [kN/m <sup>3</sup> ]	Totale [kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>1,1</sub>	Caldana solaio	1	1.00	0.03	25	0.75
G <sub>1,2</sub>	Travetti	1	0.09	0.23	20	1.51
G <sub>1,3</sub>	Pignatte in laterizio	1	0.72	0.42	4	1.38
<b>Totale G<sub>1</sub></b>						<b>3.64</b>

Tabella 4.3: Carichi permanenti non strutturali G<sub>1</sub> - Solaio di copertura

Codice	Descrizione	N elementi	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso proprio [kN/m <sup>3</sup> ]	Totale [kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>2,1</sub>	Pavimento	1	1.00	0.02	22	0.44
G <sub>2,2</sub>	Intonaco	1	1.00	0.02	21	0.42
G <sub>2,3</sub>	Massetto	1	1.00	0.05	21	1.05
<b>Totale G<sub>2</sub></b>						<b>1.91</b>

Tabella 4.4: Carichi permanenti non strutturali G<sub>2</sub> - Solaio di copertura

Il carico variabile gravante su tale tipologia di solaio è pari al carico antropico definito dalla normativa per la categoria **H** (**Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione**) e risulta **uguale a 0.5 kN/m<sup>2</sup>**

Oltre al carico antropico, ai fini di una corretta caratterizzazione dei carichi variabili agenti sul solaio di copertura è stato valutato il carico della **neve**.

L'edificio in questione è ubicato a Maruggio, in provincia di Taranto ad una quota di 26 m s.l.m. Le coordinate geografiche del sito sono:

- latitudine 40,321°N

- longitudine  $17,571^{\circ}\text{E}$

Pertanto il carico della neve è stato determinato definendo i seguenti parametri:

- Zona di carico neve: **III**
- Esposizione: **zona normale**
- Coefficiente di esposizione al vento:  $C_E = 1$
- Periodo di ritorno di progetto:  $T_R = 50$  anni
- Valore caratteristico del carico della neve al suolo:  $q_{sk} = 0.6\text{kN/m}^2$

Considerando il caso di "**Copertura a una sola falda**", e assumendo un coefficiente di forma  $\mu_1 = 0.8$  per una falda con inclinazione  $0 \leq \alpha \leq 30$ , il carico della neve risulta pari a:

$$Q_{k,neve} = \mu_1 \cdot q_{sk} = 0.8 \cdot 0.6 = 0.48\text{kN/m}^2 \quad (4.1)$$

### Analisi dei carichi - Solaio scala

Codice	Descrizione	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso proprio [kN/m <sup>3</sup> ]	$\cos(\alpha)$	Totale [kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>1</sub>	Soletta cls	1	0.2	25	0.89	5.62

Tabella 4.5: Carico permanente strutturale ( $G_1$ ) - Solaio scala (rampa)

Codice	Descrizione	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso proprio [kN/m <sup>3</sup> ]	Totale [kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>1</sub>	Soletta cls	1	0.2	25	5.00

Tabella 4.6: Carico permanente strutturale ( $G_1$ ) - Solaio scala (pianerottolo)

Codice	Descrizione	Altezza [m]	Peso proprio [kN/m <sup>3</sup> ]	Totale [kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>2.1.1</sub>	Step in cls	0.1	25	2.06
G <sub>2.1.2</sub>	Massetto	0.01	21	0.31
G <sub>2.1.3</sub>	Grado	0.02	27	0.54
G <sub>2.1.4</sub>	Sottogrado	0.02	20	0.40
G <sub>2.1.5</sub>	Intonaco	0.015	20	0.34
<b>Totale peso proprio elementi non strutturali</b>				<b>3.55</b>

Tabella 4.7: Carico permanente non strutturale ( $G_2$ ) - Solaio scala (rampa)

Codice	Descrizione	Altezza [m]	Peso proprio [kN/m <sup>3</sup> ]	Totale [kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>2.2.1</sub>	Pavimentazione	0.020	27	0.54
G <sub>2.2.2</sub>	Massetto	0.01	20	0.20
G <sub>2.2.3</sub>	Intonaco	0.015	20	0.30
<b>Totale peso proprio elementi non strutturali</b>			<b>1.04</b>	

Tabella 4.8: Carico permanente non strutturale ( $G_2$ ) - Solaio scala (pianerottolo)

Il carico variabile gravante su tale tipologia di solaio è pari al carico antropico definito dalla normativa per la categoria **C (Scale comuni, balconi e ballatoi)** e **risulta uguale a 4 kN/m<sup>2</sup>**

### Analisi dei carichi - Parapetto

Oltre a queste tipologie di carichi assegnati ai solai, nella modellazione è stato definito un ulteriore carico relativo alla presenza del parapetto. La presenza del parapetto è stata modellata come carico lineare uniformemente distribuito, applicato sugli elementi a quota 10,60 m dei due modelli e definito come segue:

$$q = 1,6 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,7 = 1,12 \frac{kN}{m^2} \quad (4.2)$$

All'interno del software PRO\_SAP la modellazione delle azioni agenti sulla struttura viene realizzata in tre fasi:

1. Definizione dei casi di carico previsti dal software:

- $G_{\gamma k}$  peso proprio della struttura;
- $G_k$  azioni permanenti;
- $Q_k$  azioni variabili;
- $G_{sk}$  carichi permanenti su solai e coperture;
- $Q_{sk}$  carichi variabili sui solai;
- $Q_{nk}$  carichi di neve sulle coperture;
- $Q_{tk}$  variazione termica;
- $Q_{vk}$  azioni da vento;
- $E_{sk}$  azione sismica con analisi statica (lineare o non lineare);
- $E_{dk}$  azione sismica con analisi dinamica;
- $E_{tk}$  spinte del terreno in condizioni sismiche;
- $E_{ck}$  azioni da coazioni, cedimenti e precompressioni<sup>1</sup>

2. Assegnazione delle azioni presenti in ogni caso di carico

3. definizione delle combinazioni

I carichi definiti in precedenza sono stati assegnati ad ogni caso di carico sia in maniera manuale che automatica, e in seguito sono state definite le combinazioni necessarie per effettuare le analisi. Tali combinazioni sono definite in relazione alla tipologia di analisi, come sarà descritto nei paragrafi successivi.

---

<sup>1</sup>Manuale di PRO\_SAP, 2SI – Software e Servizi per l'Ingegneria, Italia.

### 4.1.2 Modello agli elementi finiti

Il metodo agli elementi finiti è una soluzione matematica che consente di discretizzare l'edificio da analizzare attraverso l'identificazione di **elementi** strutturalmente connessi da un numero prefissato di punti detti **nodi**. In un problema FEM le incognite sono riferite ai gradi di libertà dei nodi, cioè alle tre traslazioni  $T_x, T_y, T_z$  e le tre rotazioni  $R_x, R_y, R_z$  e dipendono dal tipo di elemento e di analisi. La soluzione del problema è ottenuta tramite un sistema di equazioni algebriche lineari in cui i termini noti sono i carichi agenti sulla struttura  $\{f\}$ , e le incognite gli spostamenti nodali  $\{d\}$ :

$$\{f\} = [K] \cdot \{d\} \quad (4.3)$$

A partire dagli spostamenti, è possibile poi determinare le sollecitazioni, le tensioni e le deformazioni di ogni elemento, riferite a una terna locale all'elemento stesso. La modellazione della struttura in PRO\_SAP consiste nell'individuazione dello schema statico della struttura, tramite la definizione dei nodi e di tutti gli elementi strutturali. Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ, dove si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Tali elementi sono suddivisi in quattro categorie:

- Elementi monodimensionali definiti tramite due nodi;
- Elementi bidimensionali definiti tramite tre o quattro nodi;
- Elementi tridimensionali definiti da un numero di nodi variabile tra quattro e otto;
- Elementi multifunzione (Solaio, Balcone e Pannello).

La modellazione dello stato di fatto dell'edificio è stata effettuata tramite nodi, elementi D2 (per aste, pilastri e travi,...), elementi D3 (per pareti, platee, gusci,...) ed elementi solaio.

Grazie agli elementi plate shell D3, è stato possibile realizzare una corretta meshatura della struttura nella quale i maschi e le fascie murarie sono stati discretizzati con una mesh di una certa dimensione. Questo è un fattore molto importante che influenza la gestione dei risultati: più la mesh è fitta, più il risultato è accurato ma l'onere computazionale aumenta. Risulta fondamentale quindi trovare un equilibrio e definire una dimensione ottimale della meshatura, individuata pari a 50cmx50cm.

I materiali utilizzati nel modello sono i seguenti:

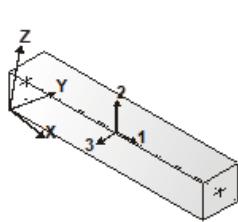
- Calcestruzzo C 20/25 per le travi;
- Muratura definita attraverso i parametri in figura 3.8;

e le sezioni implementate per la modellazione delle travi di collegamento, sono:

- Rettangolare: b=30 cm h=30 cm
- Rettangolare: b=70 cm h=30 cm
- Rettangolare: b=50 cm h=25 cm
- Rettangolare: b=30 cm h=25 cm
- Rettangolare: b=50 h=50
- Rettangolare: b=50 h=25

### Elementi D2 - Travi

PRO\_SAP definisce gli elementi trave tramite un nodo iniziale e un nodo finale.



Orientamento elementi D2 orizzontali



Orientamento elementi D2 verticali

Ogni elemento trave è caratterizzato da un insieme di proprietà: nodi iniziale e finale, materiale, sezione, rotazione, svincolo e costanti di Winkler per la modellazione di travi nel sottosuolo. Un esempio di elemento D2 trave utilizzato nel presente modello è il seguente:

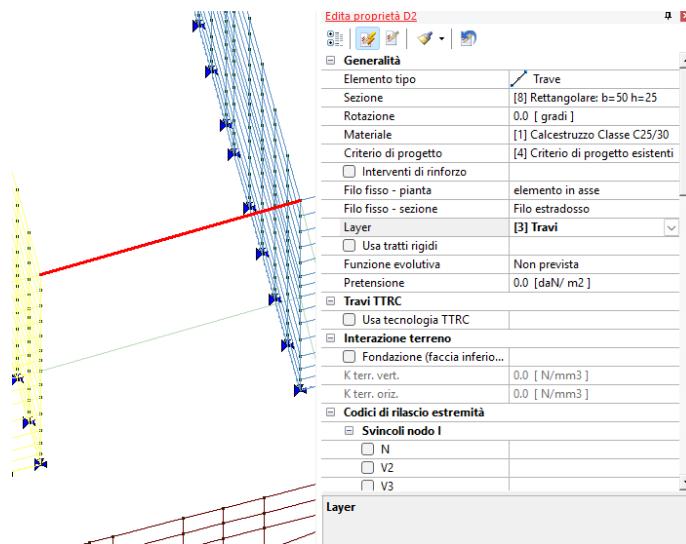
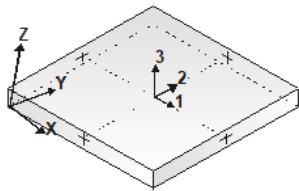


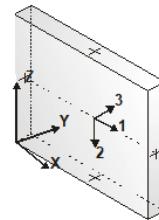
Figura 4.2: Proprietà di riferimento - Elemento D2 - trave

### Elementi D3 - Shell

Gli elementi principali utilizzati nel modello sono elementi tridimensionali (D3 tipo shell) a tre o quattro nodi caratterizzati da 6 gradi di libertà.



Orientamento elementi 3D orizzontali



Orientamento elementi 3D verticali

Le proprietà essenziali di un elemento D3 sono: lo spessore, il materiale, il criterio di progetto, gli svincoli, i fili fissi, la pretensione e l'interazione con il terreno. Un generico elemento D3 utilizzato nella modellazione dell'edificio scolastico è il seguente:

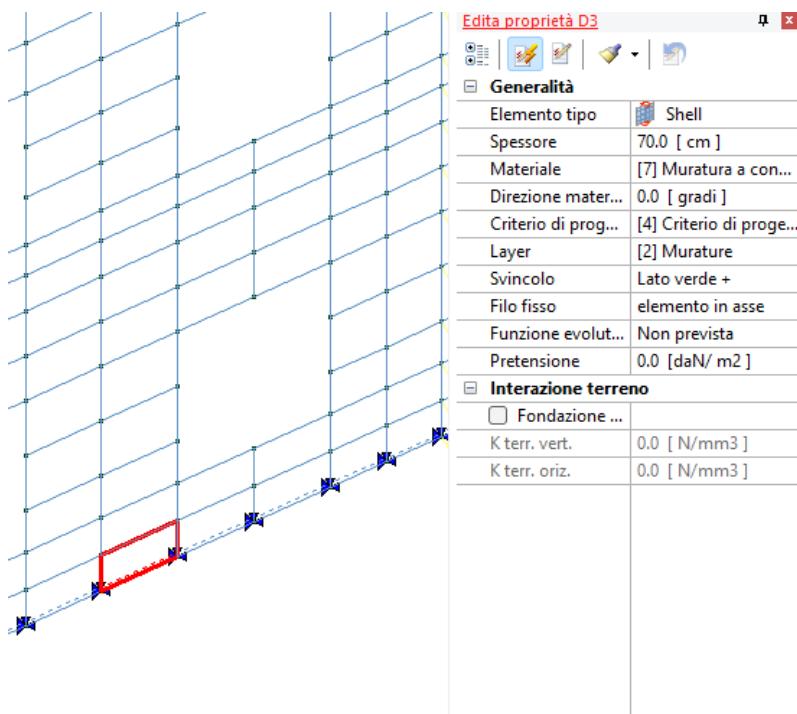


Figura 4.4: Proprietà di riferimento - Elemento D3

Tale elemento di tipo **"Shell"**, ha uno spessore di 70 cm, e il materiale definito come in figura 3.8. Alla prima fila di mesh è stato assegnato uno svincolo, il quale simula un comportamento a cerniera fuori dal piano delle pareti, che lavorano prevalentemente per sollecitazioni complanari. Tra le proprietà degli elementi shell D3, assume particolare rilevanza il criterio di progetto. In relazione al tipo di elemento (maschio o fascia muraria) sono stati assegnati diversi criteri, in relazione al tipo di verifiche da effettuare sull'elemento di riferimento.

Tabella dei criteri di progetto

Pareti c.a.	Gusci c.a.	Travi c.a.	Pilastri c.a.	Solai e pannelli	Aste acc.
Piastri acc.	Travi acc.	Muratura	Legno	XLAM	
<b>Lunghezze libere</b>					
Altezza interpiano	0.0 [ cm ]				
Rho	0.85				
Snellezza limite	20.0				
Snellezza limite per sismica	15.0				
<b>Generalità</b>					
<input type="checkbox"/> Muratura armata					
Gamma non sismico	3.0				
Gamma sismico	2.0				
Tolleranza azioni	0.0 [ N/mm <sup>2</sup> ]				
<input checked="" type="checkbox"/> Media valori per quota					
<input checked="" type="checkbox"/> Media valori per elemento					
<input type="checkbox"/> Verifica come fascia					
<input type="checkbox"/> Applica par. C4.5.6.2					
<input type="checkbox"/> Applica EC6 app. C					
Resistenza tirante	0.0 [ daN ]				
Modalità rottura taglio M	elenco...				
Modalità rottura taglio F	elenco...				
<b>Armatura e altri parametri avanzati...</b>					
<b>Maschi</b>					
<input type="checkbox"/> Solo elastico					
Resistenza tirante	0.000000				
<b>Modalità rottura taglio M</b>					
Indica le modalità di rottura a taglio previste per i maschi (rot_taglio)					
Criterio di progetto esistenti					
<b>Copia</b> <b>Incolla</b> <b>Applica</b> <b>Annulla</b> <b>Esci</b> <b>4</b>					

Criterio di progetto - Maschi murari

Tabella dei criteri di progetto

Pareti c.a.	Gusci c.a.	Travi c.a.	Pilastri c.a.	Solai e pannelli	Aste acc.
Piastri acc.	Travi acc.	Muratura	Legno	XLAM	
<b>Lunghezze libere</b>					
Altezza interpiano	0.0 [ cm ]				
Rho	0.85				
Snellezza limite	20.0				
Snellezza limite per sismica	15.0				
<b>Generalità</b>					
<input type="checkbox"/> Muratura armata					
Gamma non sismico	3.0				
Gamma sismico	2.4				
Tolleranza azioni	0.0 [ N/mm <sup>2</sup> ]				
<input checked="" type="checkbox"/> Media valori per quota					
<input checked="" type="checkbox"/> Media valori per elemento					
<input checked="" type="checkbox"/> Verifica come fascia					
<input type="checkbox"/> Applica par. C4.5.6.2					
<input type="checkbox"/> Applica EC6 app. C					
Resistenza tirante	14900.0 [ daN ]				
Modalità rottura taglio M	elenco...				
Modalità rottura taglio F	elenco...				
<b>Armatura e altri parametri avanzati...</b>					
<b>Maschi</b>					
<input type="checkbox"/> Solo elastico					
Resistenza tirante	0.000000				
<b>Modalità rottura taglio M</b>					
Indica le modalità di rottura a taglio previste per i maschi (rot_taglio)					
Criterio di progetto NTC2018 - Fasce					
<b>Copia</b> <b>Incolla</b> <b>Applica</b> <b>Annulla</b> <b>Esci</b> <b>5</b>					

Criterio di progetto - Fasce murarie

## Elementi Solaio-Pannello

Per la modellazione degli elementi solaio il programma utilizza una poligonale di nodi 1,2,..N. Questa tipologia di elemento risulta particolarmente importante per la ripartizione delle azioni orizzontali agenti nel proprio piano. La loro modellazione viene effettuata in maniera analoga a quanto visto per gli elementi D3, come riportato in figura 4.6, nella quale vengono illustrate le caratteristiche principali di un generico elemento del solaio di copertura inserito nel modello. In questo caso, vengono assegnati: lo spessore, il materiale, lo schema statico, l'archivio di carico, l'orditura, la bidirezionalità e l'opzione di piano rigido.

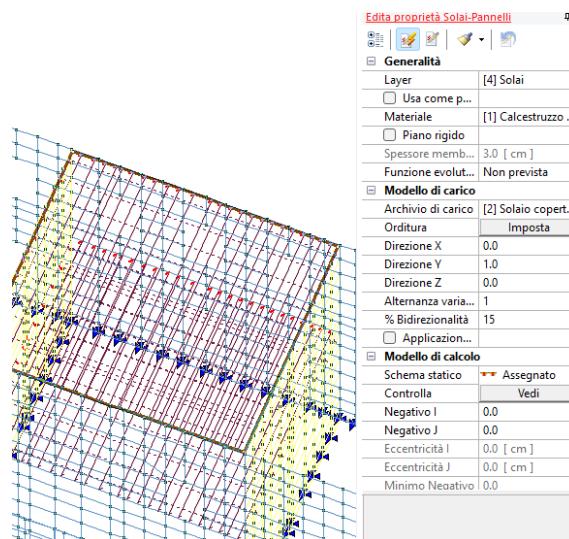


Figura 4.6: Proprietà di riferimento - Elemento solaio

L'opzione di piano rigido, permette di modellare il solaio con elementi finiti di tipo membrana, ma nel presente modello tale ipotesi non è stata attivata sia per il solaio intermedio che per quello di copertura, nel rispetto delle indicazioni riportate nelle NTC 2018. A tale proposito, al capitolo (§7.2.6) le "NTC2018" riportano che:

*"A meno di specifiche valutazioni e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza, gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati."*

A causa dello spessore molto basso della soletta (2 e 3 cm rispettivamente nel solaio intermedio e di copertura), i solai del presente edificio scolastico sarebbero da considerarsi come piani deformabili. La circolare al capitolo (§C7.2.6) aggiunge però un ulteriore verifica:

*"Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, le variazioni degli spostamenti di tutti i punti appartenenti al piano in esame non differiscono tra loro per più del 10%".*

Tale considerazione è stata valutata analizzando gli spostamenti massimi e minimi dei due impalcati allo SLD e allo SLV in due modelli diversi applicando un'analisi dinamica lineare. Sono stati realizzati quindi due modelli: a parità di spessore della soletta, nel primo il piano è stato considerato deformabile, mentre nel secondo l'ipotesi di piano rigido è stata attivata. Tale verifica è espressa nelle seguenti tabelle:

TRASLAZIONE X				
SLV				
		$\delta_x$ piano deformabile [cm]	$\delta_x$ piano rigido [cm]	Differenza [%]
Sol intermedio	Max	0.63	0.11	82.54
	Min	-0.66	-0.11	83.33
Sol copertura	Max	1.35	0.18	86.67
	Min	-1.42	-0.19	86.62
SLD				
		$\delta_x$ piano deformabile [cm]	$\delta_x$ piano rigido [cm]	Differenza [%]
Sol intermedio	Max	0.57	0.11	80.70
	Min	-0.61	-0.12	80.33
Sol copertura	Max	1.23	0.19	84.55
	Min	-1.29	-0.2	84.50

Tabella 4.9: Spostamenti orizzontali - Traslazione X (SLV e SLD)

TRASLAZIONE Y				
SLV				
		$\delta_y$ piano deformabile [cm]	$\delta_y$ piano rigido [cm]	Differenza [%]
Sol intermedio	Max	-1.49	0.09	94.19
	Min	-1.50	-0.09	94.11
Sol copertura	Max	2.92	0.13	95.55
	Min	-2.92	-0.14	95.21
SLD				
		$\delta_y$ piano deformabile [cm]	$\delta_y$ piano rigido [cm]	Differenza [%]
Sol intermedio	Max	1.19	0.09	92.45
	Min	-1.19	-0.09	92.31
Sol copertura	Max	2.32	0.14	93.97
	Min	-2.32	-0.14	93.97

Tabella 4.10: Spostamenti orizzontali - Traslazione Y (SLV e SLD)

Dalle verifiche riportate risulta necessario modellare allo stato di fatto i solai attraverso dei piani deformabili.

Come è possibile notare dalle figure precedenti, inoltre, le fondazioni sono state modellate utilizzando dei vincoli "cerniera".

### Modellazione della scala

La modellazione della scala, invece, è stata effettuata tramite degli elementi shell di spessore 15 cm, realizzati con un materiale a cui è stato assegnato il peso specifico del calcestruzzo. I nodi alla base sono dei vincoli cerniera, e i carichi permanenti non strutturali e variabili sono stati assegnati come carichi di pressione agenti sulle mesh degli elementi shell. Una sua rappresentazione è fornita dalla figura seguente:

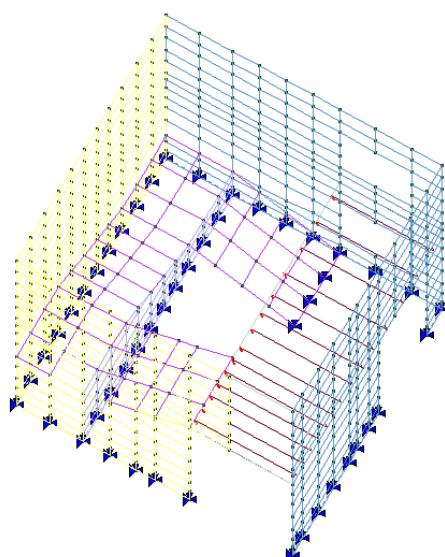
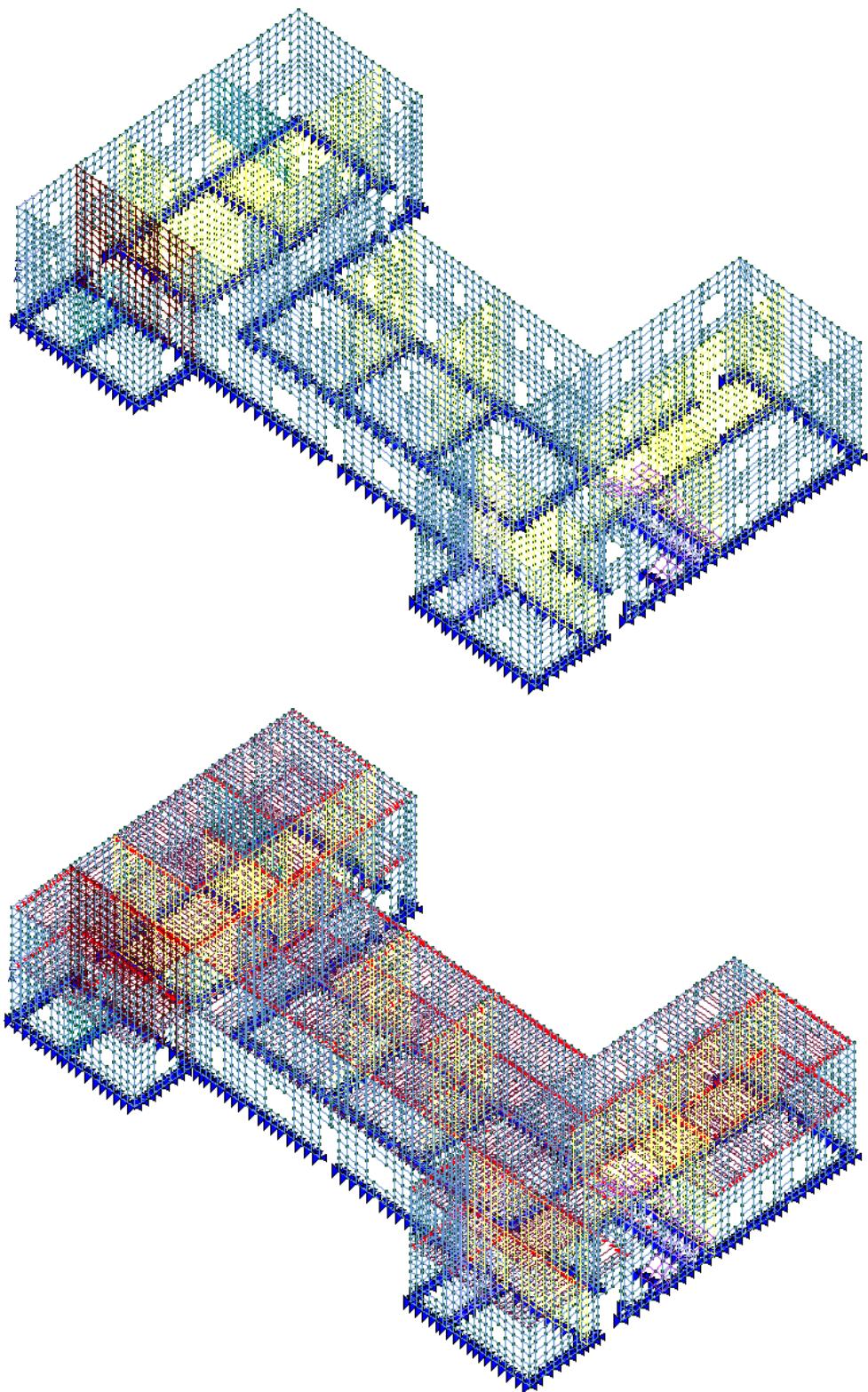


Figura 4.7: Modellazione della scala

Definite le caratteristiche degli elementi strutturali presenti, è stato possibile realizzare un modello agli elementi finiti dell'edificio scolastico come riportato nelle seguenti figure.



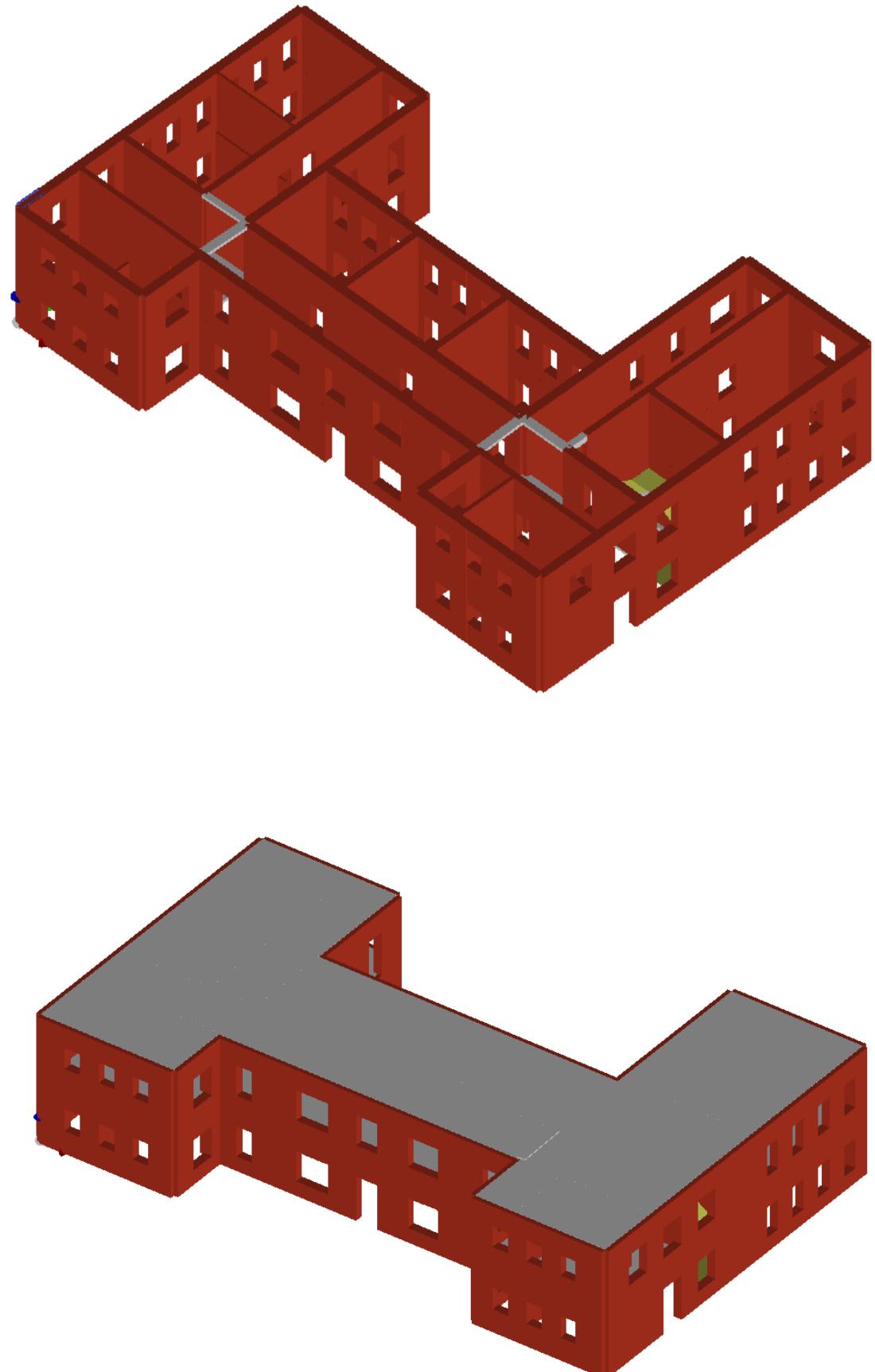


Figura 4.8: Modello agli elementi finiti (Mesh D3)

### 4.1.3 Modello a telaio equivalente

Oltre alla modellazione agli elementi finiti, è stato realizzato un modello a telaio equivalente, in maniera tale da poter effettuare varie tipologie di analisi e confrontare i risultati ottenuti. Tale modellazione è stata realizzata tramite PRO\_SAM, plug-in di PRO\_SAP, il cui codice SAM II è basato su un metodo proposto da G.Magenes e G.M Calvi nel 1996, di nome Seismic Analysis of Masonry walls. Il metodo SAM prevede una modellazione tridimensionale a macroelementi degli edifici, nella quale la struttura portante è costituita da:

- elementi ad asse verticale (pannelli in muratura ordinaria e/o armata, pilastri e/o pareti in cemento armato, elementi strutturali a sezione personalizzata, in acciaio, legno o altro materiale)
- elementi ad asse orizzontale (travi di accoppiamento in muratura ordinaria e/o armata, cordoli e/o travi in cemento armato, elementi strutturali a sezione personalizzata in acciaio, legno o altro materiale)

Tali elementi sono posizionati spazialmente in corrispondenza dell'asse baricentrico dei corrispondenti elementi strutturali. PRO\_SAM distingue il comportamento dei maschi e delle fasce, assegnando i legami costitutivi di seguito illustrati:

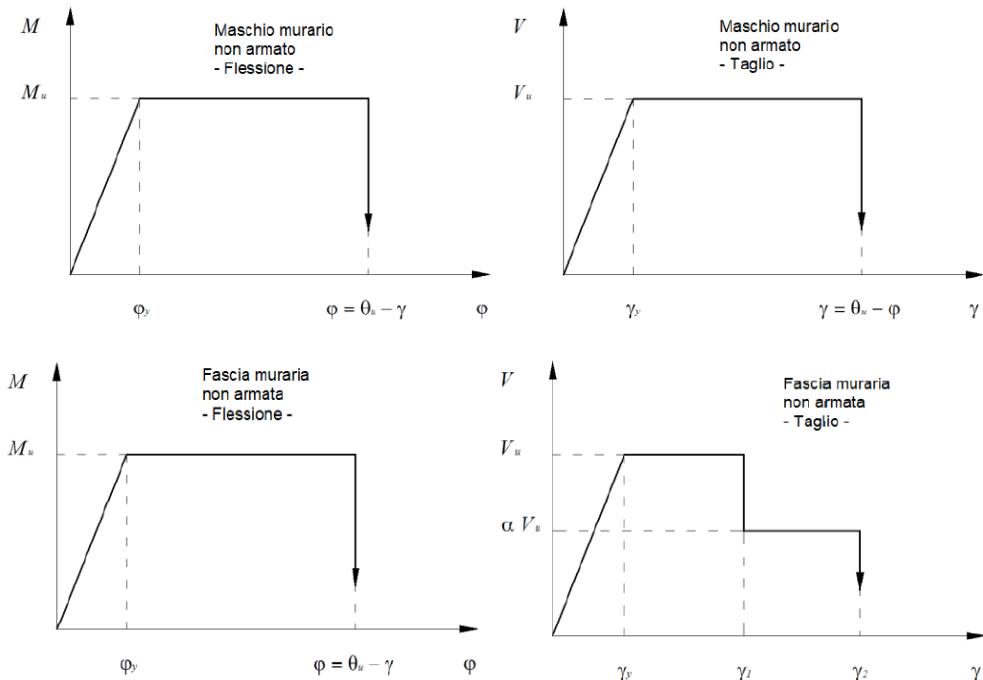


Figura 4.9: Comportamento a flessione e taglio dei maschi e delle fasce murarie

La modellazione delle pareti, invece, avviene definendo alcuni parametri geometrici come riportato qui di seguito in figura 4.10, necessari per definire gli elementi che compongono il telaio SAM:

- **Maschi e fasce murarie;**
- **Cordolo** (c.a.) o eventuale cordolo ribassato. Elemento deformabile al di sopra delle aperture;
- **Elementi rigidi.** Elementi presenti tra le estremità dei pannelli ed i nodi dei maschi, oppure tra i nodi di 2 maschi posti su piani differenti;
- **Elementi non-rigidi** Elementi deformabile posizionati al di sopra delle aperture in assenza del cordolo;
- **Elementi offset.** Elementi rigidi presenti alle estremità dell'elemento deformabile;

Una differenza sostanziale rispetto al modello agli elementi finiti è che tale metodologia utilizza alla base dei vincoli **"incastro"**, in cui tutti i gradi di libertà, le tre traslazioni e le tre rotazioni, risultano bloccati.

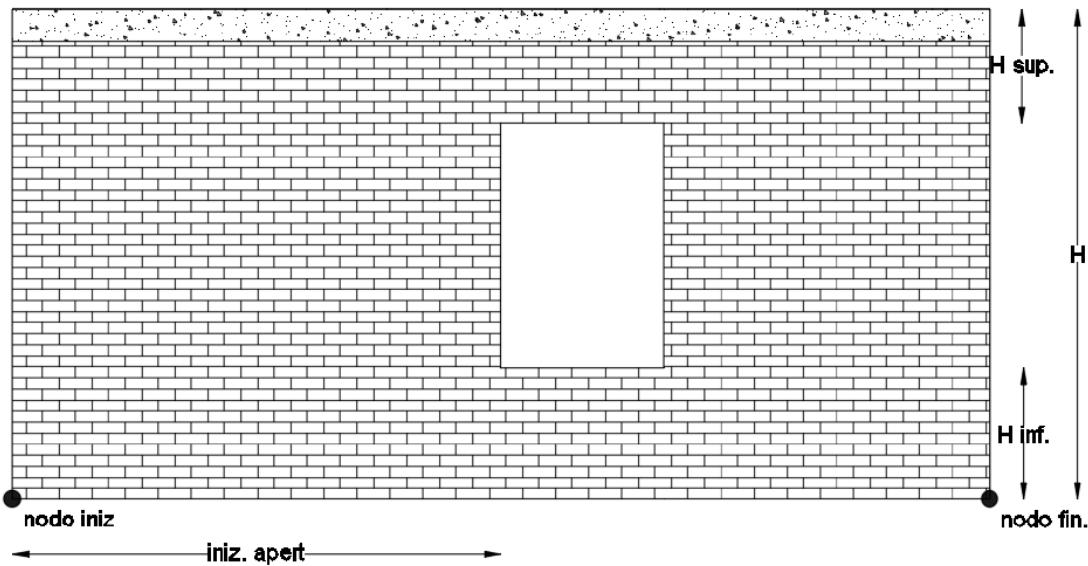


Figura 4.10: Parametri di input - parete

La procedura utilizzata per assegnare le proprietà fisiche e meccaniche alla parete e agli elementi costituenti il telaio, è simile alla precedente. Come riportato dalle figure qui di seguito, è possibile definire il materiale, lo spessore, il criterio di progetto e la sezione per ogni tipologia di elemento strutturale.

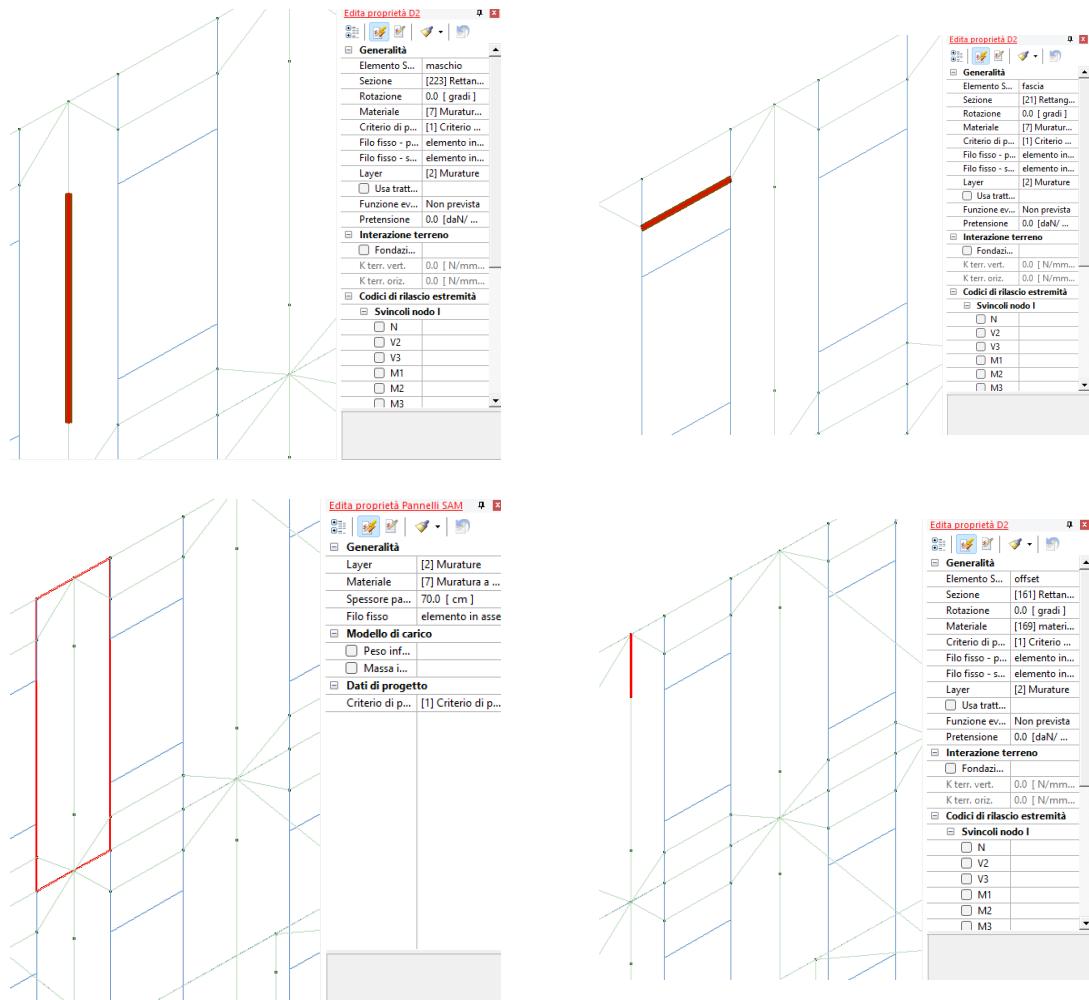


Figura 4.11: Proprietà di riferimento del telaio equivalente SAM

Anche nella presente modellazione, il solaio ha un comportamento non rigido, come giustificato dalla verifica illustrata nel precedente capitolo, e viene modellato nella maniera seguente:

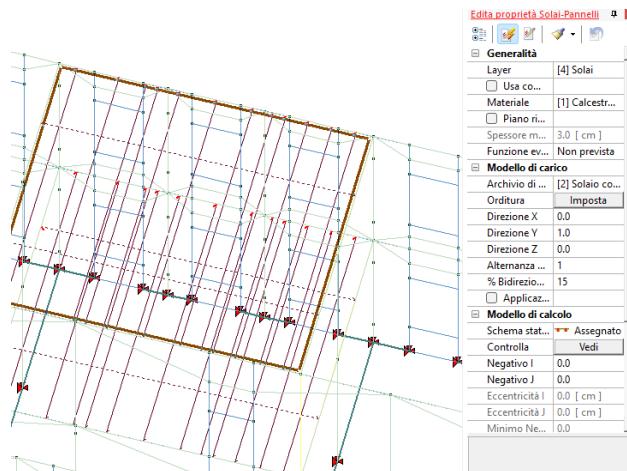


Figura 4.12: Proprietà di riferimento - Elemento solaio

In questo caso la **scala** è stata modellata utilizzando dei vincoli cerniera per simulare la presenza del muro sottostante i due pianerottoli e la rampa centrale. Questi ultimi sono stati modellati tramite degli elementi di tipo "solaio", che poggiano su degli elementi D2 di tipo "trave". Nella presente modellazione non è stato necessario definire ulteriori casi di carico, poichè la presenza dei solai ha permesso di assegnare i carichi relativi alla scala all'interno dei casi di carico automatici previsti da PRO\_SAP.

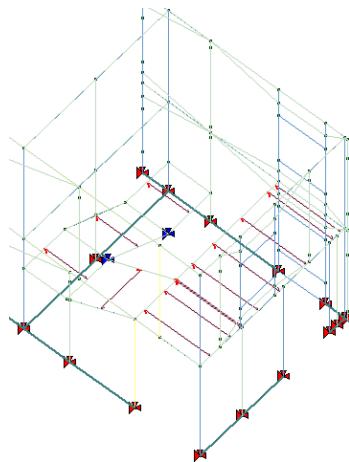
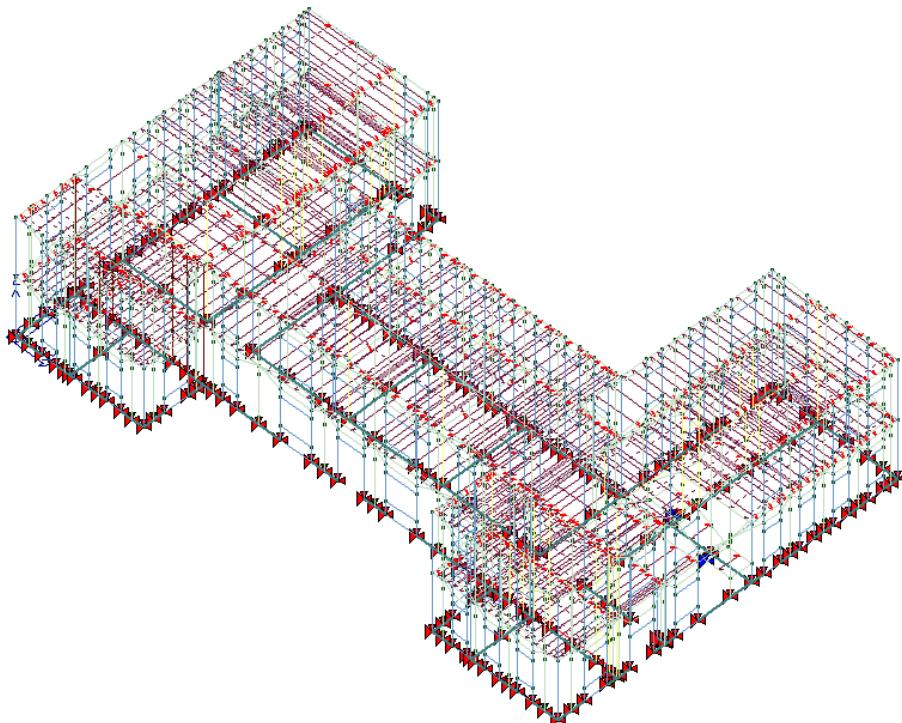


Figura 4.13: Modellazione della scala

Delineate le caratteristiche degli elementi strutturali presenti, è stato possibile realizzare un modello a telaio equivalente dell'edificio scolastico come riportato nelle seguenti figure.



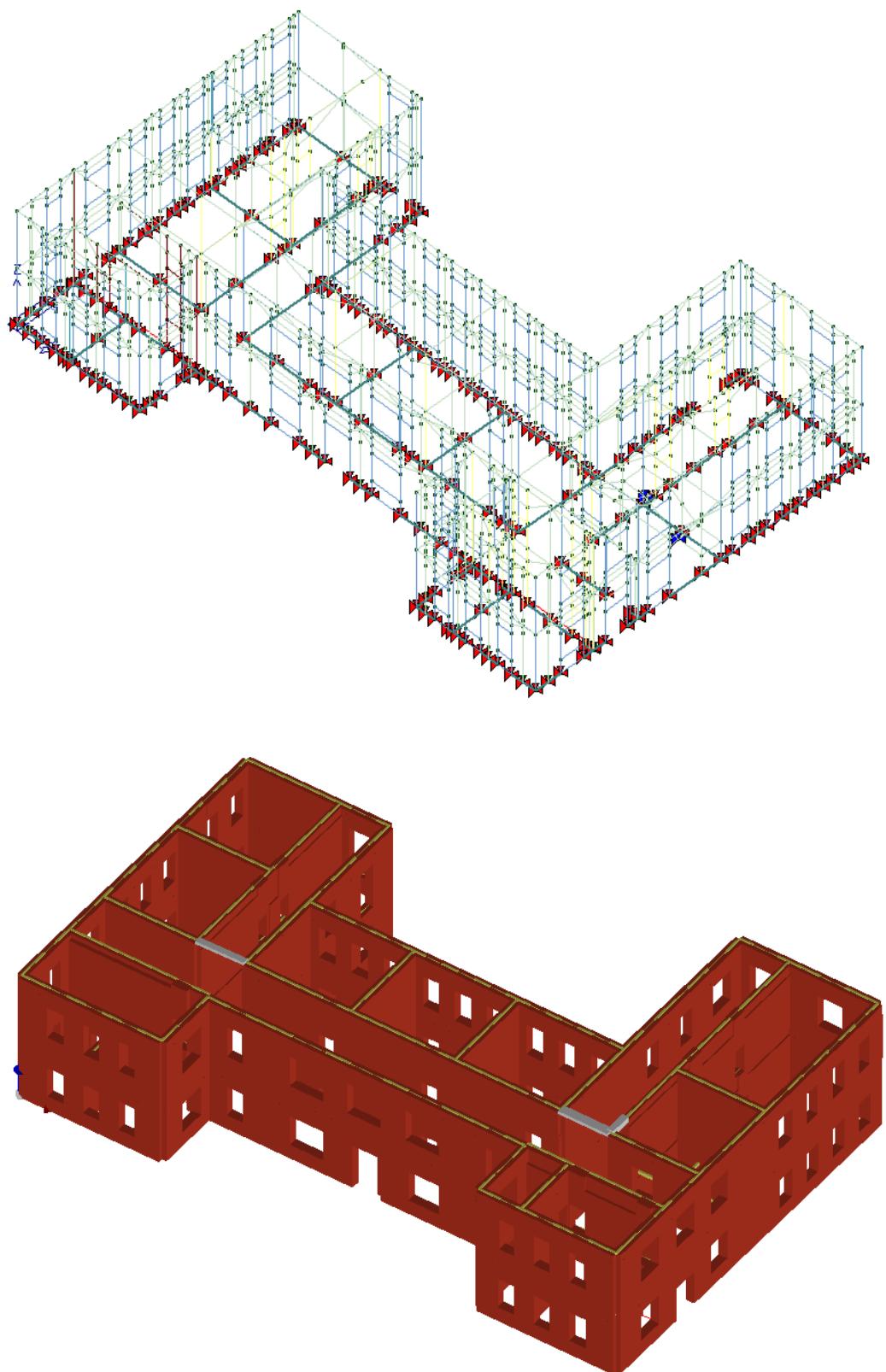


Figura 4.14: Modello a telaio equivalente

## 4.2 Analisi effettuate

La campagna delle indagini condotta sull'edificio scolastico ha permesso di raggiungere il livello di conoscenza **LC1**. Secondo la Circolare esplicativa delle NTC 2018, nel caso di strutture realizzate in muratura portante, tutte le analisi possono essere eseguite indipendentemente dal livello di conoscenza raggiunto, pertanto realizzati i due modelli dell'edificio scolastico è stato possibile effettuare l'analisi dinamica lineare e l'analisi statica non lineare (Pushover). Questo ha permesso di confrontare in maniera accurata i risultati ottenuti allo stato di fatto, sui quali sono state valutate diverse considerazioni relative agli interventi di adeguamento da realizzare.

### 4.2.1 Analisi dinamica lineare – Modello a mesh D3

L'analisi dinamica lineare consiste nell'analisi modale alla quale viene aggiunto il calcolo degli spostamenti e delle sollecitazioni agenti sulla struttura. Tale analisi viene eseguita attraverso le seguenti fasi:

- determinazione dei modi di vibrare della costruzione (**Analisi modale**), i quali devono avere una massa partecipante significativa. A tal proposito, risulta opportuno prendere in considerazione tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, e valutare un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85 per cento per ogni direzione e verso di applicazione dell'azione sismica;
- definizione dello spettro elastico in funzione della zona sismica ( $a_g$ ) e del tipo di terreno (S)
- passaggio allo spettro di progetto tramite il fattore di comportamento  $q$ ;
- definizione dell'accelerazione spettrale di progetto per ogni modo di vibrare ( $S_a(T_1)$ );
- calcolo del fattore di partecipazione modale, una volta definite le matrici di massa e rigidezza della struttura e delineate le frequenze proprie del sistema, gli autovalori e gli autovettori;
- Applicazione delle forze equivalenti definite per ogni modo  $i$ -esimo, nota la distribuzione degli spostamenti massimi attraverso l'analisi modale;
- combinazione degli effetti massimi secondo le tecniche riportate dalle normative;
- Esecuzione delle verifiche.

La necessità di dover combinare gli effetti dovuti alle forze equivalenti applicate proviene dalla non contemporaneità degli effetti massimi associati all' $i$ -esimo modo di vibrare. Tra le tecniche più utilizzate ritroviamo:

- **metodo di combinazione SRSS non più presente nelle NTC2018**, utilizzato quando il periodo di vibrazione di ciascun modo significativo è diverso di almeno il 10% da quello di tutti gli altri. In tale casistica, le risposte dei modi di vibrare sono indipendenti l'una dall'altra e la combinazione degli effetti

$E_i$  relativi al modo i-esimo, può essere definita tramite una combinazione SRSS (Square Root of Sum of Squares), dove:

$$E = \left( \sum E_i^2 \right)^{1/2}$$

- **metodo di combinazione CQC (Complete Quadratic Combination) di riferimento delle NTC2018**, utilizzata quando i modi di vibrare non possono essere considerati indipendenti l'uno dall'altro, introducendo un coefficiente di correlazione  $\rho_{ij}$  tra il modo i e il modo j:

$$E = \left( \sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi_i \xi_j \beta_{ij}^3}{(1 + \beta_{ij}^2)^2 (1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \xi_i^2 \beta_{ij}^2}$$

All'interno di PRO\_SAP l'analisi dinamica lineare è stata effettuata definendo i seguenti casi di carico statici e dinamici, i quali tengono in considerazione le diverse direzioni di applicazione del sisma e l'eccentricità accidentale pari al 5 % delle dimensioni in pianta dell'edificio:

CDC	Tipo CDC	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)
5	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)
14	Gk	CDC=G1k (parapetti)
15	Gk	CDC=G2k (permanente scale)
16	Qk	CDC=Qk (variabile scale)

Tabella 4.11: Casi di carico implementati su PRO\_SAP - Modello agli elementi finiti (analisi dinamica lineare)

Delineati i casi di carico, sono state definite 102 combinazioni di cui 38 statiche allo SLU, 64 sismiche allo SLV e allo SLD. Tali combinazioni derivano dall'esigenza di considerare le diverse direzioni di applicazione del sisma, la relativa eccentricità e i vettori di influenza, i quali definiscono la direzione e l'intensità con cui l'accelerazione sismica agisce sui gradi di libertà della struttura.

Tabella delle combinazioni																	
Caso di carico selezionato		Comb. SLU A1 (SLV sism.) 48															
Tipo comb.	SLU	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	LC 5	LC 6	LC 7	LC 8	LC 9	LC 10	LC 11	LC 12	LC 13	LC 14	LC 15	LC 16
CMB 37	1.00	1.00	0.80	1.05	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.80	0.00	
CMB 38	1.00	1.00	0.80	1.05	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.80	1.50	
CMB 39	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 40	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 41	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 42	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 43	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 44	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 45	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 46	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 47	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	-1.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 48	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	-1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 49	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	1.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 50	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 51	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	-1.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 52	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 53	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 54	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 55	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	-0.30	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	
CMB 56	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	-0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	

Generazione automatica		Impostazioni generali		Approccio 1		Approccio 2	
Aggiungi	Rimuovi	Diagonale (*)	N = [0]	S.L.U. strutt.	S.L.E. rare	T.ammissibili	
<input type="button" value="Aggiungi"/>	<input type="button" value="Rimuovi"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="button" value="S.L.U. strutt."/>	<input type="button" value="S.L.E. rare"/>	<input type="button" value="T.ammissibili"/>	
<input type="button" value="Rimuovi tutto"/>		<input type="checkbox"/>		<input type="button" value="S.L. sismica"/>	<input type="button" value="S.L.E. freq."/>		
<input type="button" value="Leggi file"/>	<input type="button" value="Scrivi file"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="button" value="S.L.U. eccez."/>	<input type="button" value="S.L.E. perm."/>		
Condizioni Ambiente per S.L.E.							
<input checked="" type="radio"/> Ordinarie <input type="radio"/> Aggressive <input type="radio"/> Molto aggressive							
<input type="checkbox"/> Comba come PRO_SAP vs. 2005-12-13 e precedenti							
(*) Diagonale per generare N cmb a partire dal cdc selezionato; N=0 per tutti							
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Annulla"/>							

Figura 4.15: Combinazioni di carico 37-56

Una volta effettuata l'analisi modale, gli effetti sono stati combinati utilizzando il metodo **CQC (Complete quadratic combination)**. I risultati ottenuti dall'analisi modale sono riportati qui di seguito, per ogni caso di carico:

Caso di carico 6						Caso di carico 7					
Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]	Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]
1	1.01	0.99	0.00	4.00	0.00	1	1.01	0.99	0.00	4.00	0.00
2	2.32	0.43	1.00	0.00	0.00	2	1.84	0.54	2.00	0.00	0.00
3	2.42	0.41	0.00	0.00	0.00	3	2.30	0.44	5.00	0.00	1.00
4	2.52	0.40	0.00	0.00	2.00	4	2.42	0.41	0.00	0.00	0.00
5	2.89	0.35	0.00	0.00	0.00	5	2.46	0.41	1.00	0.00	0.00
6	2.91	0.34	3.00	0.00	0.00	6	2.52	0.40	0.00	0.00	1.00
7	3.06	0.33	0.00	0.00	0.00	7	2.87	0.35	0.00	0.00	0.00
8	3.55	0.28	1.00	0.00	0.00	8	3.21	0.31	0.00	0.00	0.00
9	3.84	0.26	0.00	0.00	0.00	9	3.39	0.29	0.00	0.00	0.00
10	3.84	0.26	0.00	4.00	4.00	10	3.84	0.26	0.00	0.00	0.00
11	4.10	0.24	0.00	0.00	0.00	11	3.85	0.26	0.00	4.00	1.00
12	4.27	0.23	0.00	0.00	0.00	12	3.9	0.26	9.00	0.00	0.00
13	4.37	0.23	3.00	0.00	0.00	13	4.05	0.25	0.00	0.00	0.00
14	4.49	0.22	0.00	7.00	5.00	14	4.18	0.24	1.00	0.00	0.00
15	4.55	0.22	0.00	0.00	0.00	15	4.43	0.23	0.00	0.00	0.00

Figura 4.16: Casi di carico 6 e 7.

Caso di carico 8						Caso di carico 9					
Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]	Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]
1	1.01	0.99	0.00	4.00	0.00	1	1.01	0.99	0.00	4.00	0.00
2	2.04	0.49	2.00	0.00	0.00	2	2.04	0.49	2.00	0.00	0.00
3	2.48	0.4	0.00	0.00	0.00	3	2.25	0.44	0.00	1.00	1.00
4	2.55	0.39	4.00	0.00	1.00	4	2.49	0.40	0.00	0.00	1.00
5	2.71	0.37	0.00	0.00	0.00	5	2.55	0.39	4.00	0.00	0.00
6	2.71	0.37	0.00	0.00	0.00	6	2.65	0.38	0.00	0.00	0.00
7	3.16	0.32	0.00	0.00	0.00	7	2.71	0.37	1.00	0.00	0.00
8	3.54	0.28	0.00	0.00	0.00	8	3.45	0.29	0.00	0.00	0.00
9	3.58	0.28	0.00	0.00	0.00	9	3.56	0.28	0.00	4.00	3.00
10	3.84	0.26	0.00	0.00	0.00	10	3.58	0.28	0.00	0.00	0.00
11	4.17	0.24	8.00	0.00	0.00	11	3.82	0.26	0.00	0.00	0.00
12	4.19	0.24	0.00	11.00	1.00	12	4.15	0.24	1.00	0.00	0.00
13	4.21	0.24	0.00	0.00	8.00	13	4.16	0.24	6.00	0.00	0.00
14	4.23	0.24	0.00	0.00	0.00	14	4.28	0.23	0.0	0.00	2.00
15	4.36	0.23	0.00	0.00	0.00	15	4.50	0.22	0.00	4.00	0.00

Figura 4.17: Casi di carico 8 e 9.

Caso di carico 10						Caso di carico 11					
Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]	Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]
1	1.01	0.99	0.00	4.00	0.00	1	1.01	0.99	0.00	4.00	0.00
2	2.32	0.43	1.00	0.00	0.00	2	1.84	0.54	2.00	0.00	0.00
3	2.42	0.41	0.00	0.00	0.00	3	2.30	0.44	5.00	0.00	0.00
4	2.52	0.40	0.00	0.00	2.00	4	2.42	0.41	0.00	0.00	0.00
5	2.89	0.35	0.00	0.00	0.00	5	2.46	0.41	1.00	0.00	0.00
6	2.91	0.34	3.00	0.00	0.00	6	2.52	0.40	0.00	0.00	1.00
7	3.06	0.33	0.00	0.00	0.00	7	2.87	0.35	0.00	0.00	0.00
8	3.55	0.28	1.00	0.00	0.00	8	3.21	0.31	0.00	0.00	0.00
9	3.84	0.26	0.00	0.00	0.00	9	3.39	0.29	0.00	0.00	0.00
10	3.84	0.26	0.00	4.00	0.00	10	3.84	0.26	0.00	0.00	0.00
11	4.10	0.24	0.00	0.00	0.00	11	3.85	0.26	0.00	4.00	1.00
12	4.27	0.23	0.00	0.00	0.00	12	3.90	0.26	9.00	0.00	0.00
13	4.37	0.23	3.00	0.00	0.00	13	4.05	0.25	0.00	0.00	0.00
14	4.49	0.22	0.0	7.00	5.00	14	4.18	0.24	1.00	0.00	0.00
15	4.55	0.22	0.00	0.00	0.00	15	4.43	0.23	0.00	0.00	0.00

Figura 4.18: Casi di carico 10 e 11.

Caso di carico 12						Caso di carico 13					
Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]	Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]
1	1.01	0.99	0.00	4.00	0.00	1	1.01	0.99	0.00	4.00	0.00
2	2.04	0.49	2.00	0.00	0.00	2	2.04	0.49	2.00	0.00	0.00
3	2.48	0.40	0.00	0.00	0.00	3	2.25	0.44	0.00	1.00	1.00
4	2.55	0.39	4.00	0.00	1.00	4	2.49	0.40	0.00	0.00	1.00
5	2.71	0.37	0.00	0.00	0.00	5	2.55	0.39	4.00	0.00	0.00
6	2.71	0.37	0.00	0.00	0.00	6	2.65	0.38	0.00	0.00	0.00
7	3.16	0.32	0.00	0.00	0.00	7	2.71	0.37	1.00	0.00	0.00
8	3.54	0.28	0.00	0.00	0.00	8	3.45	0.29	0.00	0.00	0.00
9	3.58	0.28	0.00	0.00	0.00	9	3.56	0.28	0.00	4.00	3.00
10	3.84	0.26	0.00	0.00	0.00	10	3.58	0.28	0.00	0.00	0.00
11	4.17	0.24	8.00	0.00	0.00	11	3.82	0.26	0.00	0.00	0.00
12	4.19	0.24	0.00	11.00	1.00	12	4.15	0.24	1.00	0.00	0.00
13	4.21	0.24	0.00	0.00	8.00	13	4.16	0.24	6.00	0.00	0.00
14	4.23	0.24	0.0	0.00	0.00	14	4.28	0.23	0.0	0.00	2.00
15	4.36	0.23	0.00	0.00	0.00	15	4.50	0.22	0.00	4.00	0.00

Figura 4.19: Confronto dei modi di vibrazione per i casi di carico 12 e 13.

Come si può facilmente intuire dall'analisi modale, la struttura in esame possiede delle masse partecipanti molto basse.

Tale risultato deriva dalla limitata rigidezza nel piano dei solai, costituiti da uno spessore della caldane pari a 2 cm nel solaio intermedio e a 3 cm nel solaio di copertura. Questi spessori così limitati non conferiscono ai solai un comportamento rigido nel loro piano, questo comporta una non adeguata ripartizione delle azioni sismiche orizzontali tra le pareti.

A causa di masse partecipanti molto basse dei modi principali, risulta impossibile riscontrare un comportamento scatolare della struttura e si individuano deformazioni locali, concentrate in alcune porzioni della struttura. Tale comportamento è riscontrabile nelle deformate dei singoli modi di vibrare, rappresentate nelle seguenti figure tramite delle mappe a colori estratte da PRO\_SAP:

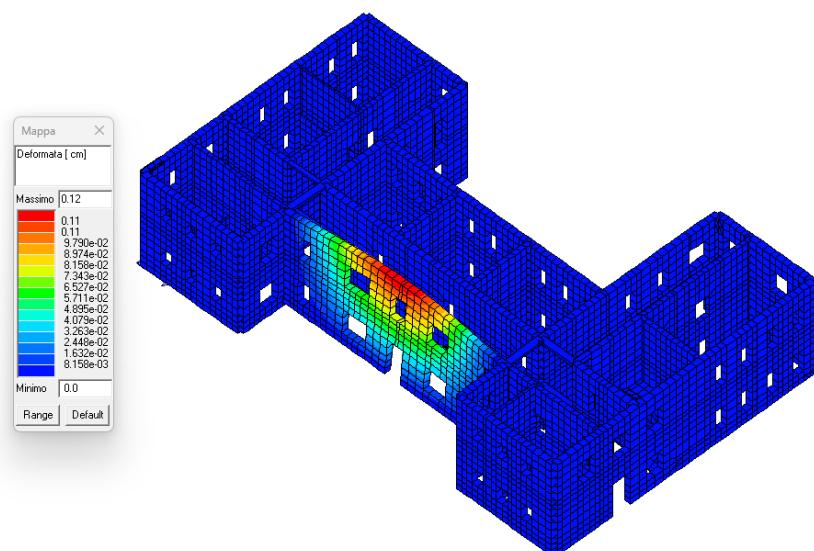


Figura 4.20: Deformata primo modo di vibrare - Stato di fatto

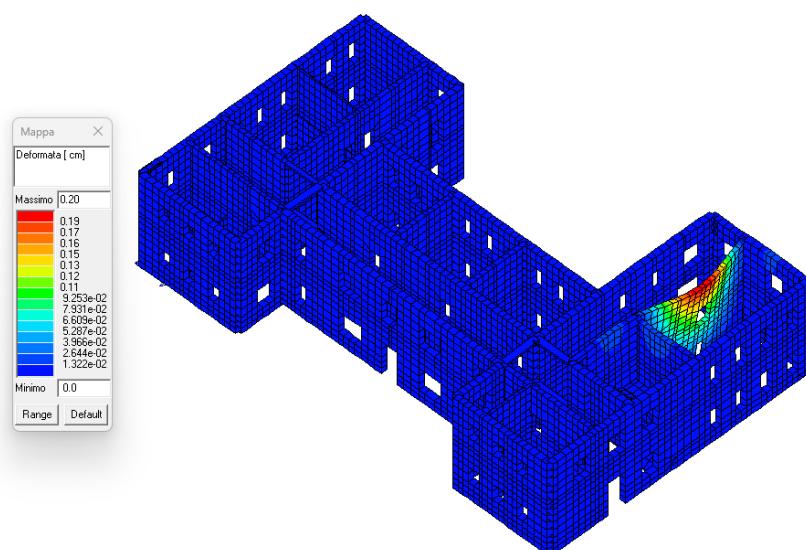


Figura 4.21: Deformata secondo modo di vibrare - Stato di fatto

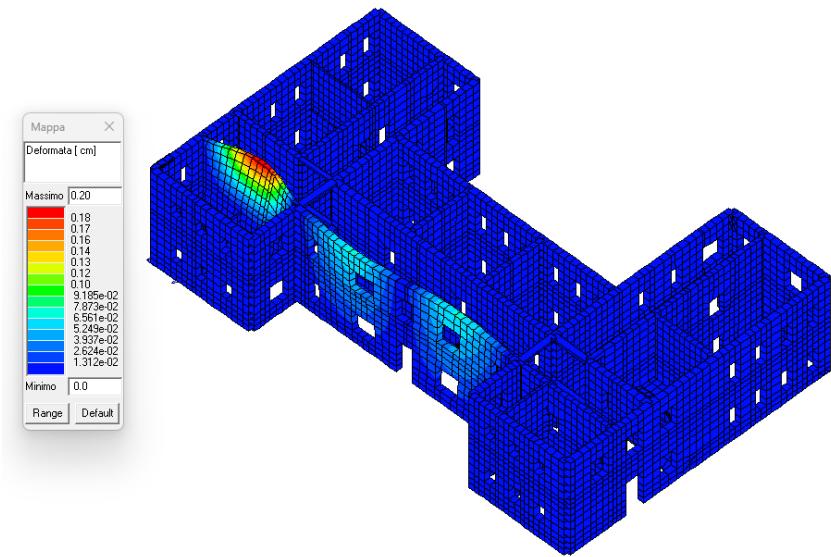


Figura 4.22: Deformata terzo modo di vibrare - Stato di fatto

Nelle figure precedenti sono rappresentate le deformate dei primi 3 modi di vibrare relativi al caso di carico 6 (Ed (dinamico SLU)  $\alpha=0.0$  (ecc. +)), ma questo tipo di comportamento si riscontra per tutti i casi di carico valutati in tabella 4.14.

Analizzando invece le varie combinazioni di carico, si individuano anche in questo caso dei fenomeni deformativi localizzati in corrispondenza di determinate zone della struttura. Nelle figure seguenti sono riportate le deformate relative alle combinazioni rappresentate in tabella:

Combinazione	CDC1	CDC2	CDC3	CDC4	CDC5	CDC6	CDC7	CDC8	CDC9	CDC10	CDC11	CDC12	CDC13	CDC14	CDC15	CDC16
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39	1	1	1	0.6	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0	0	1	1	0.6
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42	1	1	1	0.6	0	1	0	0.3	0	0	0	0	0	1	1	0.6
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 55	1	1	1	0.6	0	-0.3	0	-1	0	0	0	0	0	1	1	0.6
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 58	1	1	1	0.6	0	0.3	0	1	0	0	0	0	0	1	1	0.6

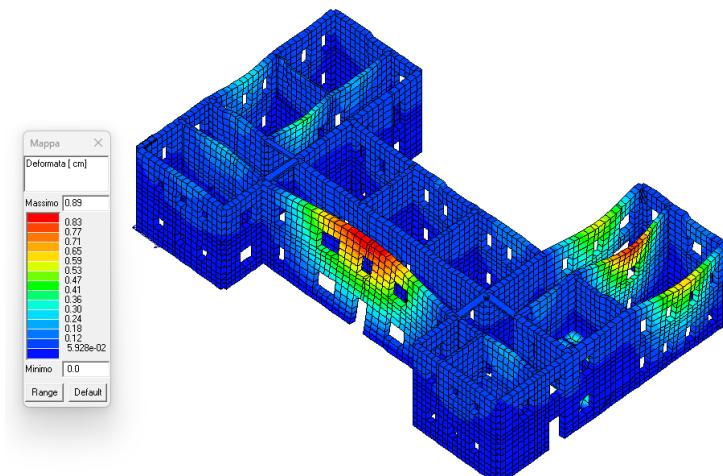


Figura 4.23: Deformata Combinazione 39 (SLV sism.)

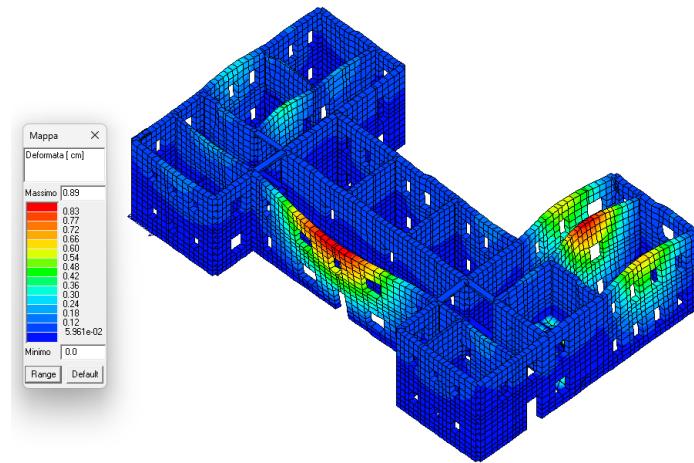


Figura 4.24: Deformata Combinazione 42 (SLV sism.)

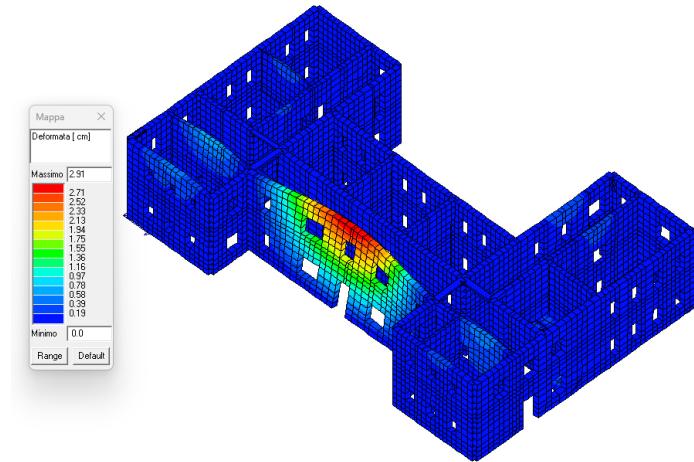


Figura 4.25: Deformata Combinazione 55 (SLV sism.)

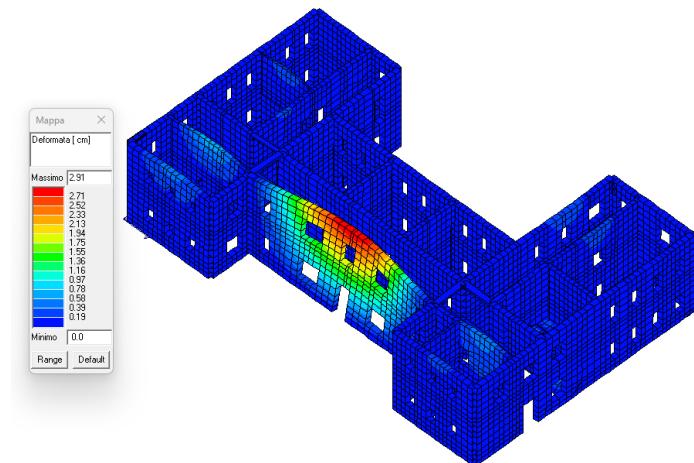


Figura 4.26: Deformata Combinazione 58 (SLV sism.)

L'assenza di un comportamento globale, rende totalmente inaffidabile l'utilizzo di un'analisi dinamica lineare, pertanto si è deciso di studiare i cinematicismi locali che interessano i singoli paramenti murari. Prima di studiare i singoli meccanismi sono stati confrontati i risultati appena ottenuti con quelli di un'analisi dinamica lineare e statica non lineare effettuate con un modello a telaio equivalente.

#### 4.2.2 Analisi dinamica lineare – Modello a telaio equivalente

La prima analisi effettuata sul modello a telaio equivalente è l'analisi dinamica lineare, la cui applicazione ha permesso di confrontare i risultati ottenuti con il modello agli elementi finiti. Anche nella presente modellazione, è stata riscontrata l'assenza di un comportamento globale e la presenza di deformazioni localizzate, che giustificano la scelta di analizzare i cinematicismi di collasso della struttura.

Nel presente modello sono stati definiti i seguenti 14 casi di carico, di cui 6 statici e 8 dinamici, diversi dai precedenti a causa di una modellazione differente della scala; essa è stata realizzata tramite degli elementi "solaio", grazie ai quali i carichi permanenti e variabili sono stati inseriti nei casi di carico automatici 3 e 4 ( $G_{2sk}$  e  $Q_{sk}$ ).

CDC	Tipo CDC	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)
5	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)
14	Gk	CDC=G1k (parapetti)

Tabella 4.12: Casi di carico implementati su PRO.SAP - Modello a telaio equivalente (analisi dinamica lineare)

Delineati i casi di carico e le relative combinazioni di cui 14 statiche, 32 sismiche allo SLV e 32 allo SLD, è possibile analizzare i risultati relativi ai modi di vibrare della struttura in relazione ai casi di carico dinamici.

Caso di carico 6						Caso di carico 7					
Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]	Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]
1	1.92	0.520	0.00	5.00	0.00	1	1.92	0.52	0.00	5.00	0.00
2	3.65	0.27	0.00	0.00	3.00	2	3.66	0.27	0.00	0.20	1.00
3	4.79	0.21	0.00	0.00	0.00	3	3.99	0.25	17.00	0.00	4.00
4	4.84	0.21	0.00	12.00	1.00	4	4.63	0.22	2.00	0.00	0.00
5	5.27	0.19	18.00	0.00	1.00	5	4.79	0.21	0.00	0.00	0.00
6	5.69	0.18	0.00	2.00	18.00	6	4.87	0.21	0.00	12.00	0.00
7	5.87	0.17	6.00	0.00	0.00	7	4.99	0.21	0.00	0.00	0.00
8	6.15	0.16	24.00	0.00	2.00	8	5.71	0.20	0.00	3.00	13.00
9	6.31	0.16	10.00	6.00	21.00	9	5.94	0.18	34.00	0.00	1.00
10	6.40	0.16	3.00	4.00	0.00	10	6.11	0.17	2.00	0.00	0.00
11	6.54	0.15	0.00	34.00	1.00	11	6.36	0.16	0.00	3.00	7.00
12	6.63	0.15	12.00	6.00	0.00	12	6.41	0.16	0.00	6.00	0.00
13	6.81	0.15	3.00	2.00	13.00	13	6.53	0.15	0.00	34.00	0.00
14	7.11	0.14	0.00	2.00	17.00	14	6.85	0.15	6.00	4.00	1.00
15	7.28	0.14	0.00	0.00	0.00	15	7.01	0.14	1.00	6.00	0.00

Figura 4.27: Casi di carico 6 e 7

Caso di carico 8						Caso di carico 9					
Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]	Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]
1	1.94	0.52	0.00	5.00	0.00	1	1.91	0.52	0.00	5.00	0.00
2	3.70	0.27	0.00	0.00	2.00	2	3.60	0.28	0.00	0.00	3.00
3	4.51	0.22	15.00	0.00	3.00	3	4.51	0.22	15.00	0.00	1.00
4	4.85	0.21	0.00	0.00	0.00	4	4.69	0.21	0.00	8.00	3.00
5	4.98	0.20	0.00	14.00	0.00	5	4.73	0.21	0.00	3.00	0.00
6	5.12	0.20	3.00	0.00	0.00	6	5.18	0.19	3.00	0.00	0.00
7	5.49	0.18	1.00	0.00	3.00	7	5.54	0.18	1.00	0.00	0.00
8	5.62	0.18	0.00	3.00	17.00	8	5.90	0.17	0.00	0.00	20.00
9	6.22	0.16	5.00	13.00	7.00	9	6.25	0.16	26.00	13.00	6.00
10	6.29	0.16	36.00	0.00	0.00	10	6.32	0.16	16.00	22.00	10.00
11	6.48	0.15	2.00	33.00	7.00	11	6.520	0.15	0.00	9.00	4.00
12	6.61	0.15	0.00	0.00	8.00	12	6.56	0.15	0.00	6.00	0.00
13	6.74	0.15	0.00	0.00	2.00	13	6.80	0.15	1.00	0.00	0.00
14	6.95	0.14	0.00	0.00	11.00	14	7.01	0.14	9.00	1.00	10.00
15	7.01	0.14	12.00	0.00	0.00	15	7.05	0.14	0.00	0.00	0.00

Figura 4.28: Casi di carico 8 e 9

Caso di carico 10						Caso di carico 11					
Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]	Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]
1	1.92	0.52	0.00	5.00	0.00	1	1.92	0.52	0.00	5.00	0.00
2	3.65	0.27	0.00	0.00	3.00	2	3.66	0.27	0.00	0.00	1.00
3	4.79	0.21	0.00	0.00	0.00	3	3.99	0.25	17.00	0.00	4.00
4	4.84	0.21	0.00	12.00	1.00	4	4.63	0.22	2.00	0.00	0.00
5	5.27	0.19	18.00	0.00	1.00	5	4.79	0.21	0.00	0.00	0.00
6	5.69	0.18	0.00	2.00	18.00	6	4.87	0.21	0.00	12.00	0.00
7	5.87	0.17	6.00	0.00	0.00	7	4.99	0.21	0.00	0.00	0.00
8	6.15	0.16	24.00	0.00	2.00	8	5.71	0.20	0.00	3.00	13.00
9	6.31	0.16	10.00	6.00	21.00	9	5.94	0.18	34.00	0.00	1.00
10	6.40	0.16	3.00	4.00	0.00	10	6.11	0.17	2.00	0.00	0.00
11	6.54	0.15	0.00	34.00	1.00	11	6.36	0.16	0.00	3.00	7.00
12	6.63	0.15	12.00	6.00	0.00	12	6.41	0.16	0.00	6.00	0.00
13	6.81	0.15	3.00	2.00	13.00	13	6.53	0.15	0.00	34.00	0.00
14	7.11	0.14	0.00	2.00	17.00	14	6.85	0.15	6.00	4.00	1.00
15	7.28	0.14	0.00	0.00	0.00	15	7.01	0.14	1.00	6.00	0.00

Figura 4.29: Casi di carico 10 e 11

Caso di carico 12						Caso di carico 13					
Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]	Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	Massa x [%]	Massa y [%]	Massa z [%]
1	1.94	0.52	0.00	5.00	0.00	1	1.91	0.52	0.00	5.00	0.00
2	3.70	0.27	0.00	0.00	2.00	2	3.60	0.28	0.00	0.00	3.00
3	4.51	0.22	15.00	0.00	3.00	3	4.51	0.22	15.00	0.00	1.00
4	4.85	0.21	0.00	0.00	0.00	4	4.69	0.21	0.00	8.00	3.00
5	4.98	0.20	0.00	14.00	0.00	5	4.73	0.21	0.00	3.00	0.00
6	5.12	0.20	3.00	0.00	0.00	6	5.18	0.19	3.00	0.00	0.00
7	5.49	0.18	1.00	0.00	3.00	7	5.54	0.18	1.00	0.00	0.00
8	5.62	0.18	0.00	3.00	17.00	8	5.90	0.17	0.00	0.00	20.00
9	6.22	0.16	5.00	13.00	7.00	9	6.25	0.16	26.00	13.00	6.00
10	6.29	0.16	36.00	0.00	0.00	10	6.32	0.16	16.00	22.00	10.00
11	6.48	0.15	2.00	33.00	7.00	11	6.520	0.15	0.00	9.00	4.00
12	6.61	0.15	0.00	0.00	8.00	12	6.56	0.15	0.00	6.00	0.00
13	6.74	0.15	0.00	0.00	2.00	13	6.80	0.15	1.00	0.00	0.00
14	6.95	0.14	0.00	0.00	11.00	14	7.01	0.14	9.00	1.00	10.00
15	7.01	0.14	12.00	0.00	0.00	15	7.05	0.14	0.00	0.00	0.00

Figura 4.30: Casi di carico 12 e 13

L'analisi modale effettuata sul modello a telaio equivalente, ha come risultato sicuramente delle masse partecipanti più alte rispetto al caso precedente, a causa della diversa tecnica di modellazione utilizzata. Questi valori non sono però necessari per conferire un comportamento globale alla struttura in esame, come riscontrato in precedenza. Questo tipo di comportamento risulta essere coerente con le caratteristiche costruttive, evidenziate dalle indagini strutturali, cioè orizzontamenti non rigidi e un inefficace ammorsamento tra le pareti.

Anche in questo caso è possibile notare questo comportamento dalle deformazioni dei modi di vibrare relativi al caso di carico 6(CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)).

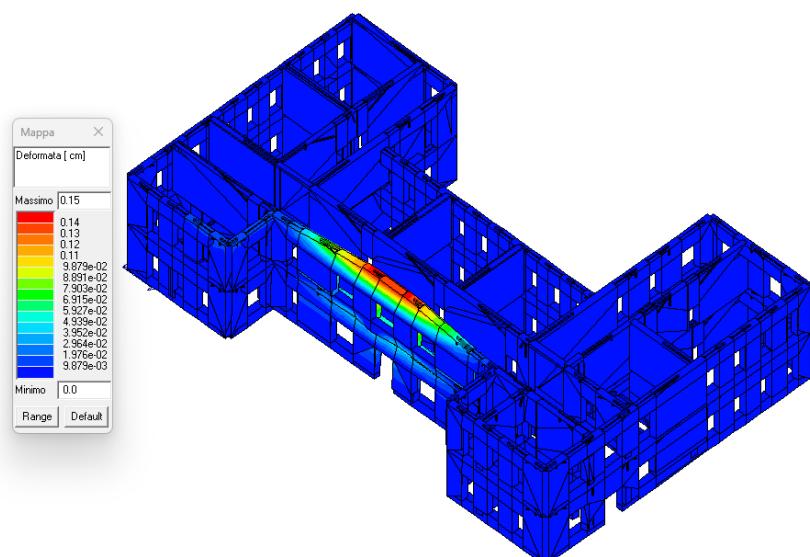


Figura 4.31: Deformata primo modo di vibrare - Telaio equivalente

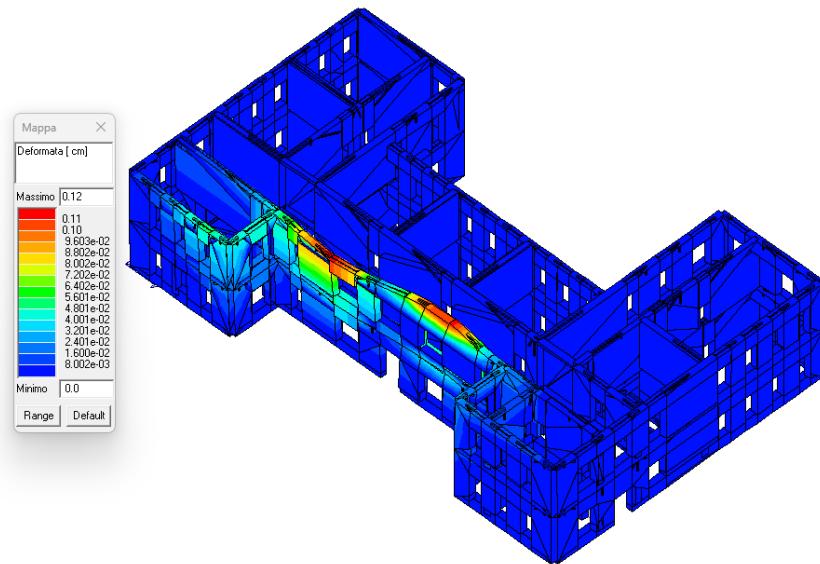


Figura 4.32: Deformata secondo modo di vibrare - Telaio equivalente

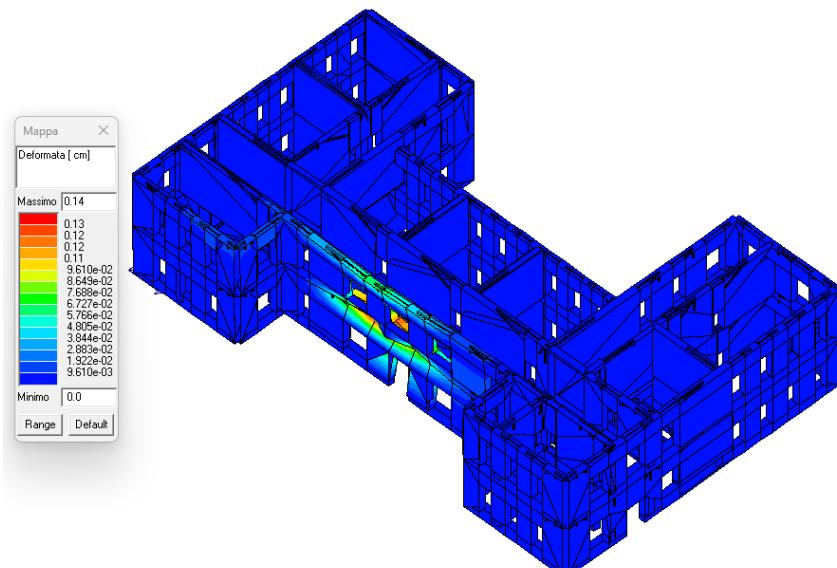


Figura 4.33: Deformata terzo modo di vibrare - Telaio equivalente

Oltre all'analisi dei modi di vibrare risulta particolarmente interessante analizzare le deformate delle seguenti combinazioni:

Combinazione	CDC1	CDC2	CDC3	CDC4	CDC5	CDC6	CDC7	CDC8	CDC9	CDC10	CDC11	CDC12	CDC13	CDC14
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 15	1	1	1	0.6	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0	0	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18	1	1	1	0.6	0	1	0	0.3	0	0	0	0	0	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31	1	1	1	0.6	0	-0.3	0	-1	0	0	0	0	0	1
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34	1	1	1	0.6	0	0.3	0	1	0	0	0	0	0	1

Tabella 4.13: Combinazioni SLU A1 (SLV sismico) – Casi 15, 18, 31 e 34.

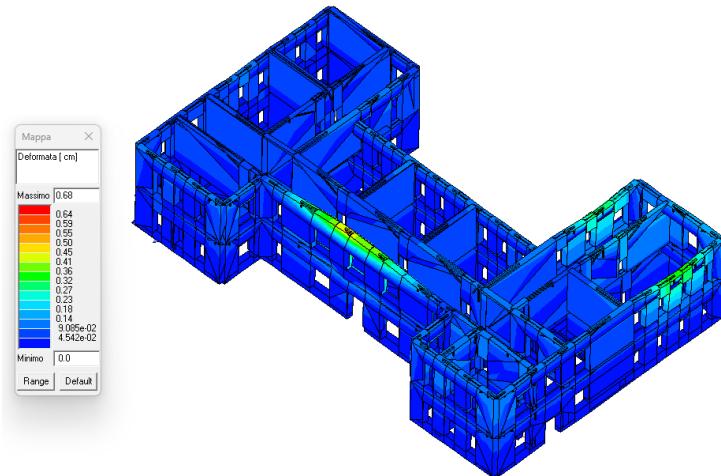


Figura 4.34: Deformata Combinazione 15 (SLV sism.)

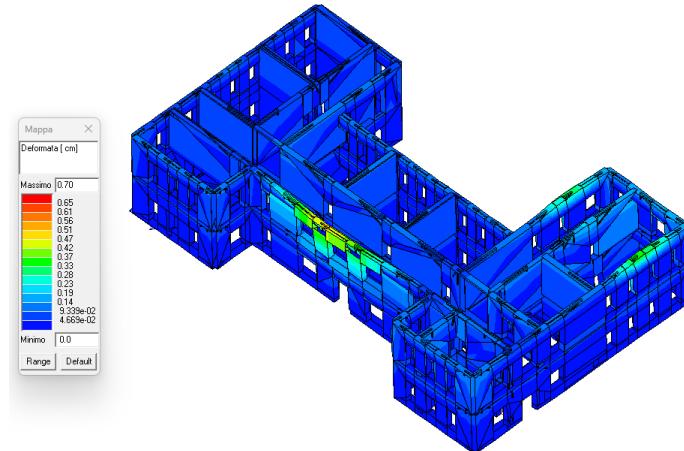


Figura 4.35: Deformata Combinazione 18 (SLV sism.)

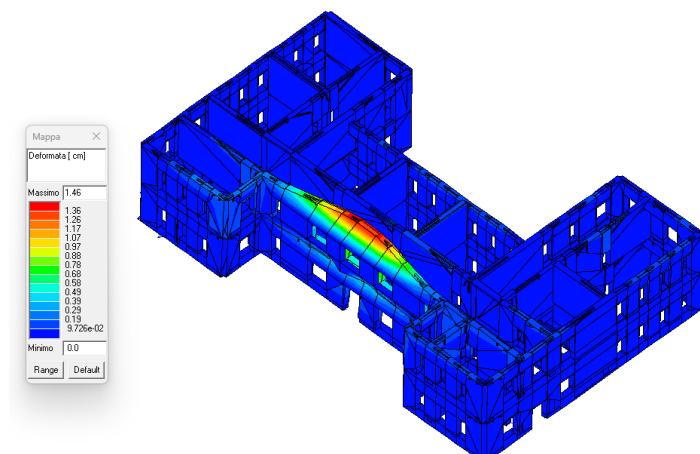


Figura 4.36: Deformata Combinazione 31 (SLV sism.)

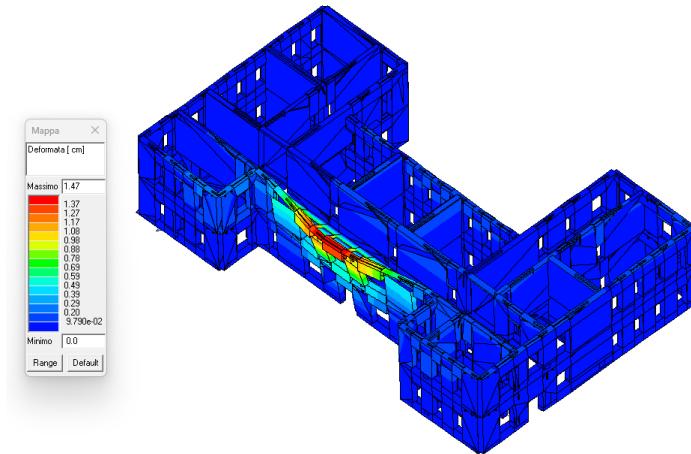


Figura 4.37: Deformata Combinazione 34 (SLV sism.)

Confrontando i risultati delle combinazioni analizzate nei due modelli, si evince una perfetta corrispondenza tra i due approcci, nonostante le tecniche di modellazione utilizzate siano differenti. In entrambi i casi si riscontrano deformazioni localizzate, che si manifestano nelle stesse porzioni della struttura. Analizzando le combinazioni con il sisma lungo la direzione x, nei due modelli si osserva una maggiore deformazione in corrispondenza della parte superiore dell'ala destra dell'edificio. Questa porzione della struttura, inoltre, contribuisce a generare un'eccentricità tra il baricentro delle rigidezze e quello delle masse, individuando un'irregolarità in pianta e aumentando la deformabilità torsionale della struttura.

Lungo y, invece, i due modelli restituiscono risultati molto simili e si verificano degli spostamenti significativi in corrispondenza della parete centrale, che risulta essere quella maggiormente sollecitata.

#### 4.2.3 Analisi pushover – Modello a telaio equivalente

Un ulteriore confronto è stato valutato eseguendo l'analisi statica non lineare (Pushover) sul modello a telaio equivalente. L'analisi Pushover consiste nell'applicazione di un profilo di forze che variano linearmente fino al raggiungimento del collasso della struttura. Ad ogni step, la struttura entrando in campo non lineare, risponde in maniera diversa, attivando le prime cerniere plastiche fino al raggiungimento del collasso. L'output di un'analisi Pushover è una curva di capacità che valuta la risposta di una struttura in termini di:

- taglio alla base, pari alla risultante delle forze di piano applicate;
- spostamento di un punto di controllo, assunto pari allo spostamento dell'ultimo impalcato.

Le NTC2018 stabiliscono che i profili di forze da applicare sulla struttura, debbono ricadere all'interno di due tipologie: una distribuzione principale e una secondaria.

Tra le distribuzioni principali ritroviamo:

- **1a)** Distribuzione proporzionale a quella delle forze statiche definita per l'analisi statica lineare;
- **1b)** Distribuzione proporzionale alla forma del modo fondamentale;
- **1c)** Distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare.

Tra le distribuzioni secondarie, invece:

- **2a)** Distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- **2b)** Distribuzione adattiva, che varia al variare dello spostamento del punto di controllo;
- **2c)** Distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

L'analisi Pushover però richiede che alla struttura reale (MDOF), sia associato un sistema a un singolo grado di libertà (SDOF) di massa  $m^*$  e rigidezza  $k^*$ . Tale trasformazione viene realizzata dividendo il taglio alla base e lo spostamento massimo del sistema MDOF per un coefficiente di partecipazione modale, definito come:

$$\Gamma_1 = \frac{[\Phi_1]^T [M] [I]}{[\Phi_1]^T [M] [\Phi_1]} \quad (4.4)$$

Definita la curva di capacità del sistema equivalente, è necessario sostituirla con una curva bilineare caratterizzata da un tratto elastico e uno perfettamente plastico.

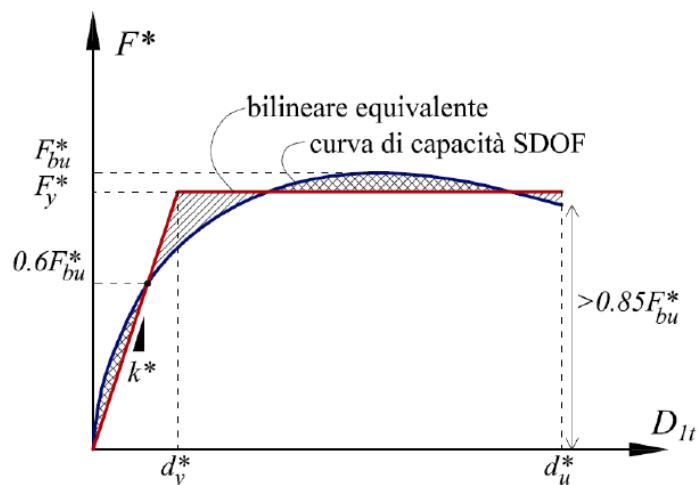


Figura 4.38: Definizione della bilineare equivalente alla curva di capacità dello SDOF equivalente

Le verifiche effettuate tramite l'analisi pushover possono essere condotte in due modi differenti:

- in termini di **spostamento**

$$d_{max} \leq d_u^* \quad (4.5)$$

- in termini di duttilità

$$\mu_d \leq \mu_c \quad (4.6)$$

dove  $\mu_d = d_{max}^*/d_y$  e  $\mu_c = d_u^*/d_y^*$

Per determinare la massima domanda in spostamento del sistema equivalente occorre considerare lo spettro elastico per due casi differenti:

- se il periodo del sistema SDOF  $T^* > T_C$  la domanda di spostamento è quella elastica e  $d_{max}^*$  è uguale a:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_d(T^*) \quad (4.7)$$

- se il sistema SDOF ha un periodo  $T^* < T_C$ ,  $d_{max} > d_{el,max}^*$ , la struttura entra in campo plastico e  $d_{max}^*$  è uguale a:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (4.8)$$

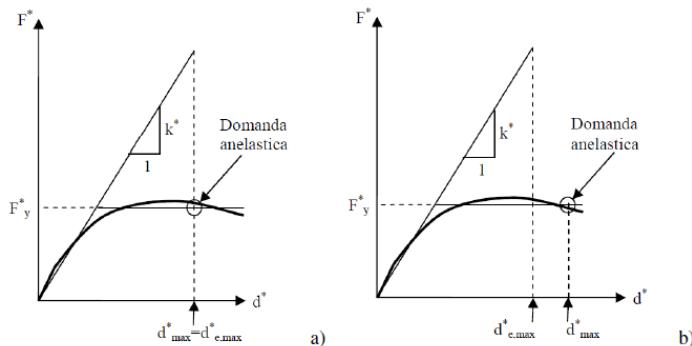


Figura 4.39: Domanda di spostamento. a)  $T^* > T_C$  b)  $T^* < T_C$

L'analisi statica non lineare effettuata sul modello a telaio equivalente grazie al solutore SAM II, ha condotto agli stessi risultati delle analisi dinamiche lineari.

Il codice di calcolo SAM II permette di effettuare l'analisi statica non lineare utilizzando il metodo di **Newton-Raphson (NR)** con strategia Arc-Length (AL). Questo processo iterativo conduce alla determinazione della curva di capacità, e si interrompe al verificarsi di determinate condizioni:

- Identificazione della condizione di collasso allo SLU, in corrispondenza di una riduzione della forza pari al 20 per cento della forza massima;
- Raggiungimento di un determinato numero di passi di carico senza che la condizione di collasso precedente sia verificata: questo comporta che l'analisi effettuata non può essere completata, e la curva di capacità risulta definita solo parzialmente.

Quest'ultimo comportamento si riscontra effettuando l'analisi statica non lineare del modello allo stato di fatto, cioè senza attivare l'ipotesi di piano infinitamente rigido.

Tale analisi è stata condotta definendo i seguenti casi di carico statici e dinamici, i quali tengono in considerazione le diverse distribuzioni di forze adottate all'interno dell'analisi e le varie combinazioni di eccentricità positiva e negativa:

CDC	Tipo CDC	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gsk	CDC=G1sk (apermanente solai-coperture)
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)
5	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)
6	Esk	nlin_tagl_dir0_epos
7	Esk	nlin_tagl_dir0_eneg
8	Esk	nlin_tagl_dir180_epos
9	Esk	nlin_tagl_dir180_eneg
10	Esk	nlin_tagl_dir90_epos
11	Esk	nlin_tagl_dir90_eneg
12	Esk	nlin_tagl_dir270_epos
13	Esk	nlin_tagl_dir270_eneg
14	Esk	nlin_unif_dir0_epos
15	Esk	nlin_unif_dir0_eneg
16	Esk	nlin_unif_dir180_epos
17	Esk	nlin_unif_dir180_eneg
18	Esk	nlin_unif_dir90_epos
19	Esk	nlin_unif_dir90_eneg
20	Esk	Esk nlin_unif_dir270_epos
21	Esk	nlin_unif_dir270_eneg

Tabella 4.14: Casi di carico implementati su PRO\_SAP - Modello a telaio equivalente (analisi statica non lineare)

Delineati i casi di carico anche in questo caso, sono state definite le relative combinazioni di cui 14 statiche e 16 sismiche. I parametri adottati all'interno dell'analisi Pushover sono i seguenti:

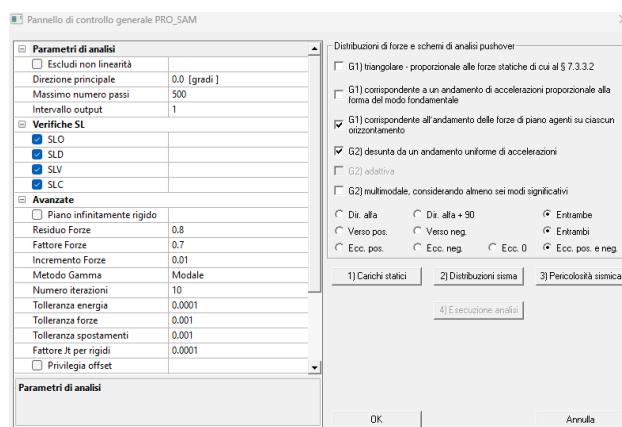


Figura 4.40: Parametri di input - Analisi Pushover

dove:

- **Massimo numero passi**: indica il numero di passi utilizzati per effettuare le analisi;
- **Intervallo output**, il numero di passi ogni quali il software restituisce i risultati;
- **Residuo forze**: valore della forza tagliante in corrispondenza della quale si può interrompere l'analisi e la curva di capacità può considerarsi completa;
- **Fattore forze**: fattore per il calcolo del punto di passaggio del sistema bilineare a un grado di libertà
- **Incremento forze**: fattore di incremento delle forze ad ogni step di carico;
- **Metodo gamma**: metodo per il calcolo dei fattori di partecipazione.

L'ipotesi più importante che influenza notevolmente il calcolo della curva di capacità è quella di "Piano infinitamente rigido". I solai hanno 3 possibili comportamenti:

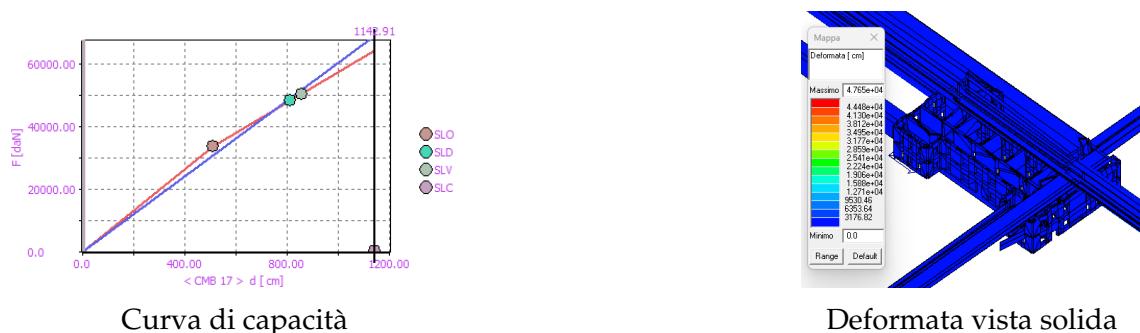
- Non rigido;
- Rigido con rigidezza finita determinata dal materiale e dallo spessore della membrana;
- Infinitamente rigido.

Quest'ultima ipotesi, molto comoda nelle analisi non lineari, permette di ridurre i gradi di libertà e stabilizzare la soluzione numerica.

I solai dell'edificio scolastico "Del Bene", come dimostrato dalle verifiche riportate nelle tabelle 4.9 e 4.10, non possono essere modellati come piani infinitamente rigidi, pertanto la condizione corrispondente allo stato di fatto sarebbe da individuare tra le prime due tipologie di comportamento.

### Solai non rigidi

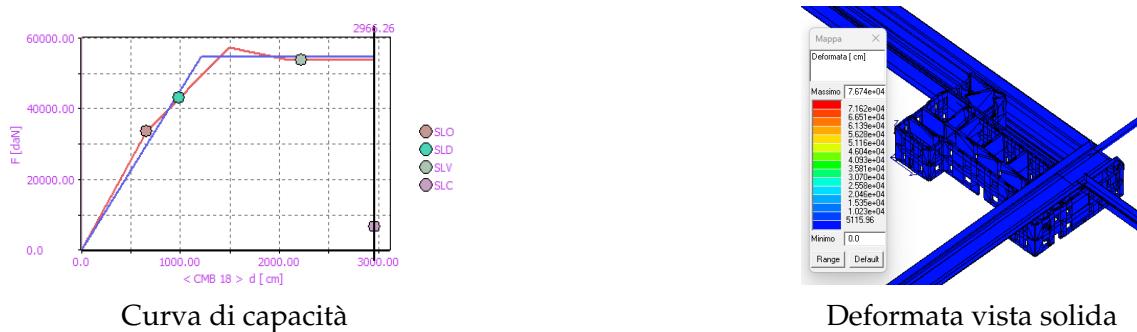
L'analisi pushover condotta considerando i solai non rigidi, non è in grado di definire una corretta curva di capacità, evidenziando un comportamento fragile della struttura, in maniera coerente con l'assenza del comportamento scatolare valutata nelle analisi dinamiche lineari. Analizzando inoltre le deformazioni si riscontrano spostamenti eccessivi per alcune porzioni della struttura. A titolo di esempio sono riportate le curve di capacità e le relative deformate per le combinazioni 17 e 18:



Curva di capacità

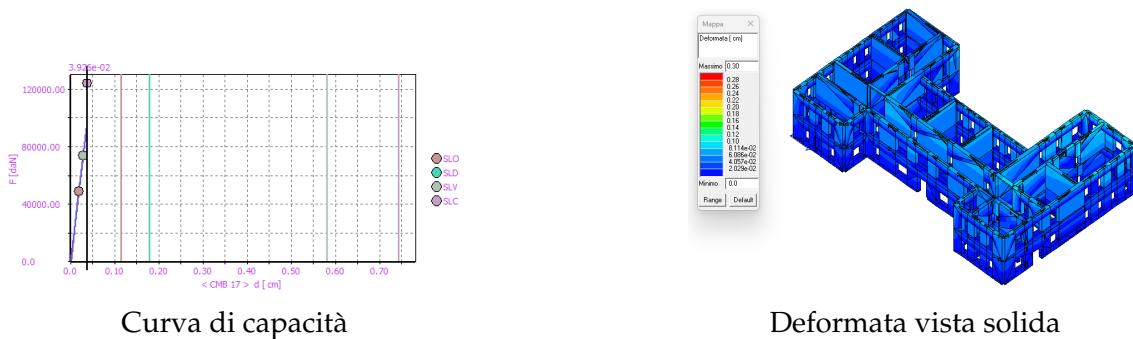
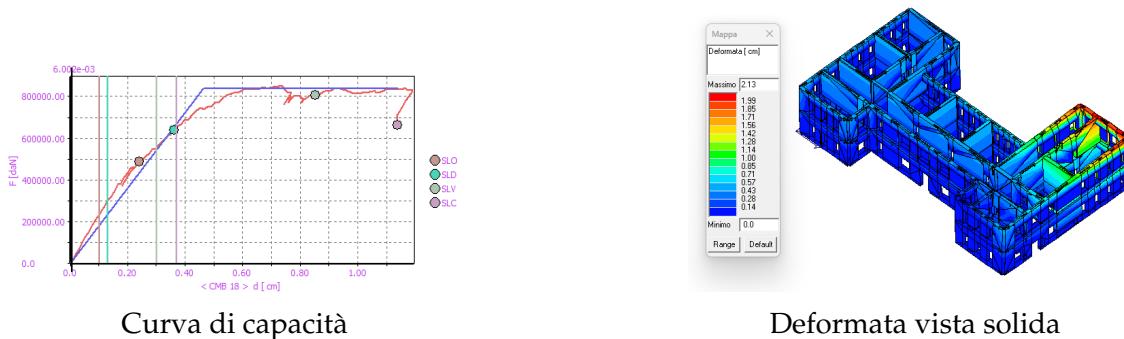
Deformata vista solida

Figura 4.41: Combinazione 17  $G_1\text{-dir180-epos}$  - Solai non rigidi

Figura 4.42: Combinazione 18  $G_1\text{-}dir180\text{-}eneg$  - Solai non rigidi

### Solai rigidi con rigidezza finita determinata dal materiale e dallo spessore della membrana

Nel secondo caso, gli orizzontamenti sono stati modellati come dei piani di rigidezza finita, funzione del materiale e dello spessore della membrana. Anche in questo caso, PRO\_SAP non è in grado di trovare una soluzione stabile, pertanto per alcune combinazioni è in grado di definire una curva di capacità, per altre invece si riscontra lo stesso tipo di comportamento individuato nel caso precedente.

Figura 4.43: Combinazione 17  $G_1\text{-}dir180\text{-}epos$  - Solai di rigidezza finitaFigura 4.44: Combinazione 18  $G_1\text{-}dir180\text{-}eneg$  - Solai di rigidezza finita

### Solai infinitamente rigidi

L'ipotesi di piano infinitamente rigido permette di introdurre alcune semplificazioni all'interno del modello numerico. In questo modo ogni impalcato, invece di possedere un numero di gradi libertà pari a 6 volte il numero dei nodi, ne possiede soltanto 3. Questo permette di ridurre l'onere computazionale, e migliora notevolmente la convergenza delle analisi globali. Quando la struttura reale non possiede un piano rigido, dal punto di vista della modellazione le analisi globali possono non arrivare a convergenza, mentre dal punto di vista fisico non si verifica un comportamento scatolare della struttura e i cinematicismi precedono i meccanismi di collasso globali.

Nel caso in esame, l'adozione dell'ipotesi di **Piano infinitamente rigido**, ha permesso di definire le curve di capacità per tutte le combinazioni di carico. Nella seguente figura sono riportati i parametri di output dell'analisi non lineare.

CMB	$m^* \times g$ [daN]	$K^*$ [daN/cm]	$T^*$ [s]	Gamma	$d_y$ [cm]	$F_y$ [daN]	$a_u/a_1$	$a_{PGA-O}$	$a_{T_r-O}$
CMB 15	2.498e+06	4.034e+06	0.16	0.90	0.24	9.751e+05	1.76	1.02	1.02
CMB 16	2.498e+06	3.932e+06	0.16	0.90	0.25	9.660e+05	1.97	1.02	1.02
CMB 17	2.498e+06	4.062e+06	0.16	0.90	0.23	9.349e+05	1.71	1.02	1.02
CMB 18	2.498e+06	3.969e+06	0.16	0.90	0.24	9.410e+05	1.93	1.02	1.02
CMB 19	2.494e+06	4.107e+06	0.16	1.26	0.22	9.068e+05	2.37	1.02	1.02
CMB 20	2.494e+06	3.830e+06	0.16	1.26	0.25	9.559e+05	2.77	1.02	1.02
CMB 21	2.494e+06	3.849e+06	0.16	1.26	0.24	9.187e+05	2.53	1.02	1.02
CMB 22	2.494e+06	3.835e+06	0.16	1.26	0.25	9.563e+05	2.18	1.02	1.02
CMB 23	2.498e+06	4.583e+06	0.15	0.90	0.24	1.097e+06	1.80	1.02	1.02
CMB 24	2.498e+06	4.473e+06	0.15	0.90	0.24	1.076e+06	1.89	1.02	1.02
CMB 25	2.498e+06	4.609e+06	0.15	0.90	0.22	1.021e+06	1.81	1.02	1.02
CMB 26	2.498e+06	4.501e+06	0.15	0.90	0.23	1.020e+06	1.82	1.02	1.02
CMB 27	2.494e+06	4.684e+06	0.15	1.26	0.22	1.041e+06	2.76	1.02	1.02
CMB 28	2.494e+06	4.440e+06	0.15	1.26	0.24	1.087e+06	2.50	1.02	1.02
CMB 29	2.494e+06	4.470e+06	0.15	1.26	0.23	1.037e+06	2.88	1.02	1.02
CMB 30	2.494e+06	4.441e+06	0.15	1.26	0.24	1.087e+06	2.17	1.02	1.02

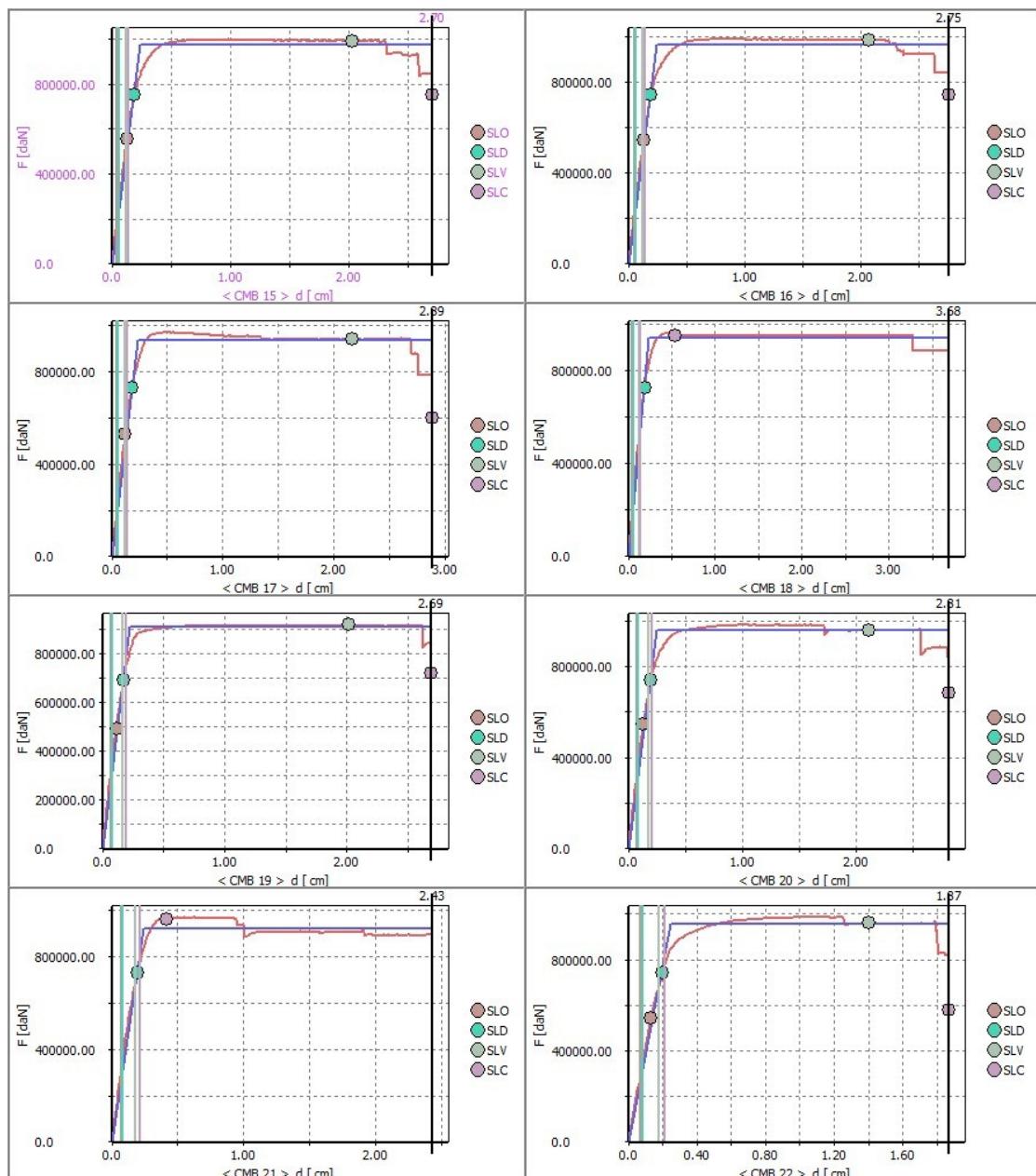
Per ogni combinazione di carico il solutore SAM II, permette di definire i seguenti parametri:

- $m^*$ : massa dell'oscillatore equivalente nell'i-esima combinazione;;
- $k^*$ : rigidezza dell'oscillatore equivalente nell'i-esima combinazione;
- $T^*$ : periodo dell'oscillatore equivalente nell'i-esima combinazione;
- Gamma: fattore di partecipazione modale nell'i-esima combinazione;
- $F_y$ : forza di plasticizzazione nell'i-esima combinazione;
- $d_y$ : spostamento corrispondente alla forza di plasticizzazione nell'i-esima combinazione;
- $a_u/a_1$ : rapporto tra il moltiplicatore di collasso ultimo e quello corrispondente alla prima plasticizzazione;
- $d_{SLO}(d)$  e  $d_{SLO}(c)$ : domanda e capacità di spostamento allo SLO nell'i-esima combinazione di carico, definito per ogni stato limite;
- $a_{PGA-O}$ : rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA allo SLO, definito per ogni stato limite;
- $a_{T_r-O}$ : rapporto tra capacità e domanda in termini di periodo di ritorno allo SLO, definito per ogni stato limite;

- $q_{SLV}^*$ : rapporto tra la forza elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente allo SLV nell'i-esima combinazione di carico.

CMB	d SLO [c] [cm]	a Tr O	d SLD [d] [cm]	d SLD [c] [cm]	a PGA D	a Tr D	d SLV [d] [cm]	d SLV [c] [cm]	a PGAV	a Tr V	$q^*_{SLV}$	d SLC [d] [cm]	d SLC [c] [cm]	a PGA C	a Tr C	$q^*_{SLC}$
CMB 15 0.13	2.52	20.65	5.90e-02	0.19	2.46	32.81	0.12	2.03	1.30	3.49	0.49	0.14	2.70	1.11	1.69	0.59
CMB 16 0.13	2.48	19.30	6.09e-02	0.20	2.46	32.81	0.12	2.06	1.30	3.49	0.50	0.15	2.75	1.11	1.69	0.60
CMB 17 0.12	2.45	18.05	5.85e-02	0.18	2.46	32.81	0.12	2.16	1.30	3.49	0.51	0.14	2.89	1.11	1.69	0.61
CMB 18 0.19	3.07	54.81	6.02e-02	0.19	2.46	32.81	0.12	0.54	1.30	3.49	0.51	0.15	0.54	1.11	1.69	0.61
CMB 19 0.11	1.73	4.51	8.05e-02	0.17	1.97	11.30	0.16	2.02	1.30	3.48	0.74	0.19	2.69	1.11	1.69	0.98
CMB 20 0.13	1.83	5.61	8.78e-02	0.20	2.08	14.20	0.18	2.11	1.30	3.48	0.71	0.21	2.81	1.11	1.69	0.95
CMB 21 0.19	2.56	22.38	8.73e-02	0.19	2.05	13.40	0.19	0.42	1.30	3.48	0.74	0.21	0.42	1.11	1.69	0.98
CMB 22 0.13	1.83	5.61	8.77e-02	0.20	2.08	14.16	0.18	1.40	1.30	3.48	0.77	0.21	1.87	1.11	1.69	0.95
CMB 23 0.13	2.89	40.42	4.65e-02	0.19	2.46	32.81	0.10	2.20	1.30	3.49	0.42	0.12	2.93	1.11	1.69	0.61
CMB 24 0.13	2.93	38.19	5.19e-02	0.20	2.46	32.81	0.10	2.39	1.30	3.49	0.44	0.13	3.18	1.11	1.69	0.52
CMB 25 0.12	2.77	32.89	5.01e-02	0.19	2.46	32.81	0.10	2.33	1.30	3.49	0.46	0.12	3.11	1.11	1.69	0.54
CMB 26 0.12	2.74	31.14	5.15e-02	0.18	2.46	32.81	0.10	2.32	1.30	3.48	0.46	0.12	3.09	1.11	1.69	0.55
CMB 27 0.12	2.07	8.87	6.85e-02	0.18	2.35	26.14	0.14	2.13	1.30	3.48	0.62	0.16	2.84	1.11	1.69	0.74
CMB 28 0.13	2.16	10.33	7.31e-02	0.20	2.44	31.63	0.15	2.05	1.30	3.48	0.60	0.18	2.73	1.11	1.69	0.72
CMB 29 0.13	2.10	9.40	7.25e-02	0.19	2.38	28.00	0.15	0.59	1.30	3.48	0.63	0.17	0.59	1.11	1.69	0.75
CMB 30 0.13	2.14	10.00	7.31e-02	0.20	2.42	30.38	0.15	1.41	1.30	3.48	0.60	0.18	1.41	1.11	1.69	0.72

Figura 4.45: Parametri di output - Analisi Pushover



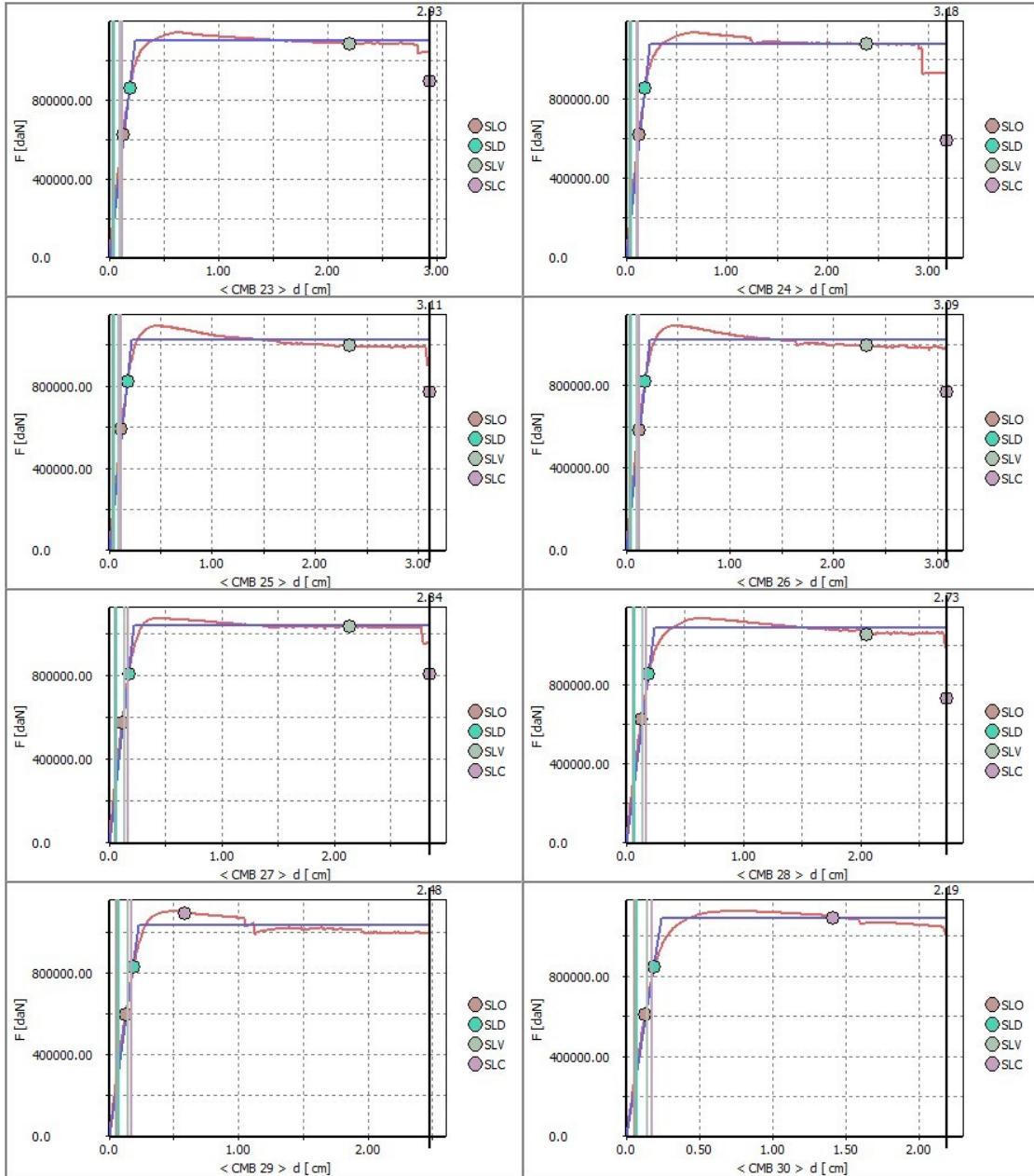


Figura 4.47: Curve di capacità - Analisi pushover con piani infinitamente rigidi

Adottando l'ipotesi di piano infinitamente rigido, le verifiche in termini di spostamento risultano soddisfatte e il rapporto tra la domanda e la capacità in termini di accelerazione di picco al suolo per ogni stato limite, risulta essere maggiore di 1. Questa condizione però non è rappresentativa delle reali condizioni della struttura.

In conclusione si può affermare che, i risultati ottenuti dall'analisi statica non lineare confermano quanto analizzato in precedenza. L'edificio scolastico "Del Bene" non presenta un comportamento strutturale d'insieme pertanto, risulta fondamentale analizzare i meccanismi locali di collasso e proporre degli interventi di adeguamento mirati alla realizzazione di un piano rigido e al conferimento di un comportamento scatolare.

#### 4.2.4 Analisi dei meccanismi locali di collasso

Gli edifici esistenti in muratura possono manifestare sia meccanismi globali, sia locali. Questi ultimi interessano i singoli pannelli murari oppure limitate porzioni degli edifici, sollecitando in maniera prevalente i pannelli fuori dal loro piano medio, i meccanismi globali invece interessano l'intera costruzione. All'interno del presente caso studio, a causa di una scarsa efficacia dei collegamenti e di una rigidezza trascurabile degli orizzontamenti, inadeguati a ridistribuire le azioni sismiche orizzontali tra le pareti, la struttura non manifesta un comportamento "scatolare", per cui l'analisi di vulnerabilità sismica dello stato di fatto deve essere condotta attraverso una serie di verifiche locali effettuate sulle singole pareti murarie, ripartendo in maniera adeguata la forza sismica sugli elementi strutturali e valutando l'interazione tra i diversi sotto-sistemi strutturali.

Le analisi dei meccanismi locali di collasso relative al presente caso studio sono state condotte utilizzando il software PRO\_CINEM.

Le pareti perimetrali analizzate sono rappresentate nella figura seguente:

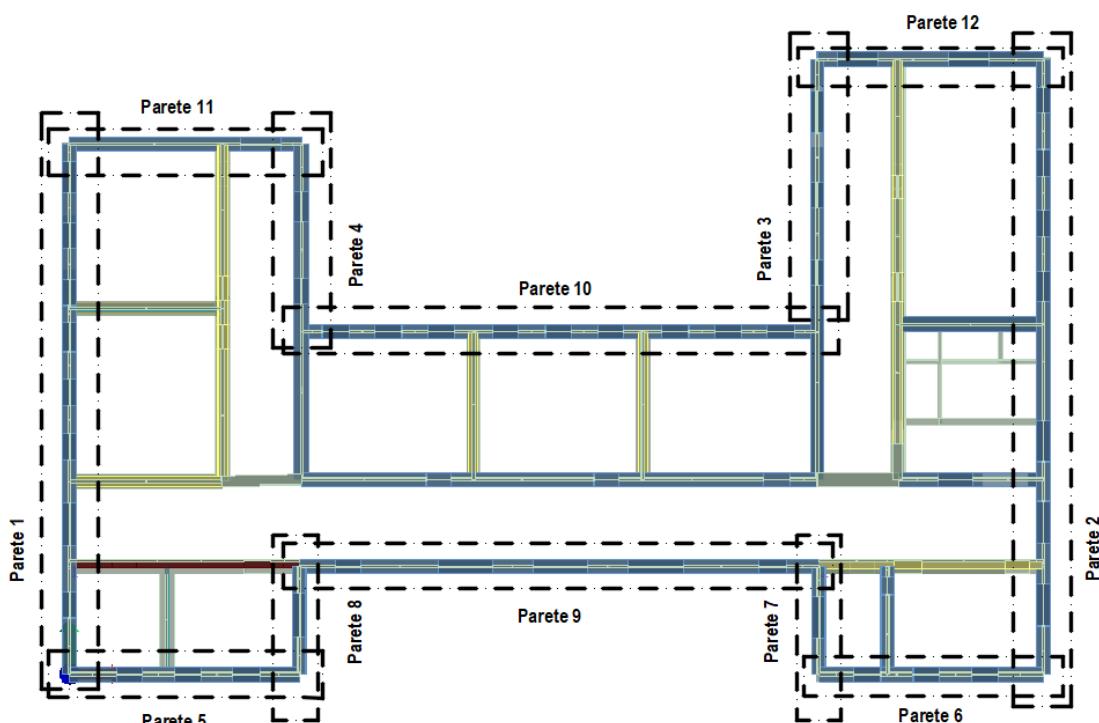


Figura 4.48: Numerazione delle pareti analizzate

Definiti i parametri di pericolosità sismica relativi al sito in cui sorge la costruzione e individuati gli spettri elastici e di progetto allo SLC, SLD, e allo SLV, come ampiamente illustrato per i modelli globali, il passo successivo ha riguardato la definizione della geometria delle pareti da modellare. Nelle figure seguenti, a titolo di esempio, è rappresentato il caso della parete maggiormente sollecitata (Parete 9).

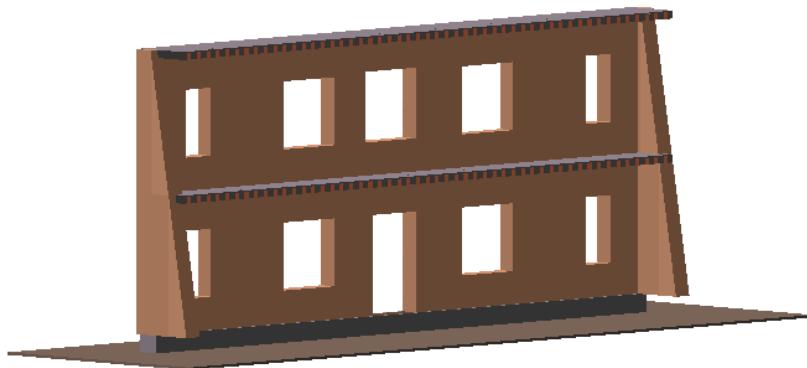


Figura 4.49: Rappresentazione parete 9

Come riportato nelle figure successive estratte da PRO\_CINEM, sono stati definiti i parametri geometrici necessari per modellare la parete in esame, come le proprietà della muratura, i carichi, l'orditura dei solai, la bidirezionalità e la posizione degli ammorsamenti e delle aperture.

Gestione Pareti	
Altezza [m]	5,25
Larghezza [m]	25,70
Disassamento Complanare	0,00
Spessore [m]	0,70
Disassamento ortogonale [n]	0,00
Solai Tipo	1 - [1] Solaio tipo Varese. Q
G1k [kN/mq]	2,08
G2k [kN/mq]	1,91
Qk [kN/mq]	3,00
Psi2 [-]	0,60
Semi lunghezza del solaio [r]	2,15
es: eccentricità delle reazioni	0,00
% Bidirezionalità	0,00
Orditura solaio	0° - orditura trasversale
Proprietà Meccaniche	1 - Muratura a conci di pietra
Gamma [kN/mc]	16,00
fcd [kN/mq]	1185,19
fvd [kN/mq]	23,70
Presenza Cordolo in C.A.	<input type="checkbox"/>
Forza e Carico Distribuito	
Carico Distribuito [kN/m]	0,00

Gestione Pareti	
Altezza [m]	5,35
Larghezza [m]	25,70
Disassamento Complanare	0,00
Spessore [m]	0,70
Disassamento ortogonale [n]	0,00
Solai Tipo	2 - [2] Solaio copertura - Qc
G1k [kN/mq]	3,65
G2k [kN/mq]	1,90
Qk [kN/mq]	0,48
Psi2 [-]	0,00
Semi lunghezza del solaio [r]	2,15
es: eccentricità delle reazioni	0,00
% Bidirezionalità	0,00
Orditura solaio	0° - orditura trasversale
Proprietà Meccaniche	1 - Muratura a conci di pietra
Gamma [kN/mc]	16,00
fcd [kN/mq]	1185,19
fvd [kN/mq]	23,70
Presenza Cordolo in C.A.	<input type="checkbox"/>
Forza e Carico Distribuito	
Carico Distribuito [kN/m]	11,20

Figura 4.50: Proprietà di riferimento - parete 9

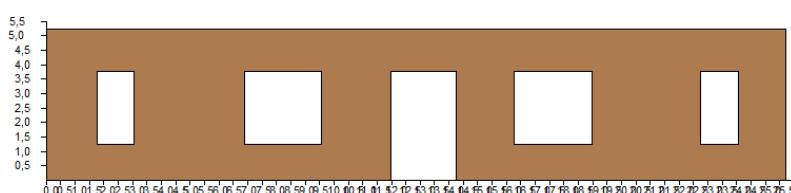


Figura 4.51: Rappresentazione delle aperture della parete

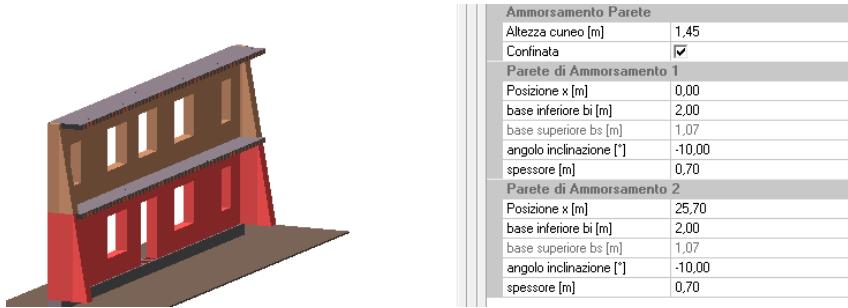


Figura 4.52: Definizione degli ammorsamenti

Delineate le caratteristiche principali delle pareti da modellare, PRO\_CINEM effettua la verifica dei cinematicismi utilizzando l'approccio cinematico lineare e quello cinematico non lineare. Per ogni meccanismo locale individuato, il software:

- trasforma una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso dei corpi rigidi in grado di ruotare o scorrere tra di loro;
- valuta il moltiplicatore dei carichi mediante i due approcci lineare e non attraverso il principio dei lavori virtuali;
- esegue le verifiche di sicurezza necessarie.

Individuati i meccanismi locali, il principio dei lavori virtuali viene applicato ai seguenti schemi:

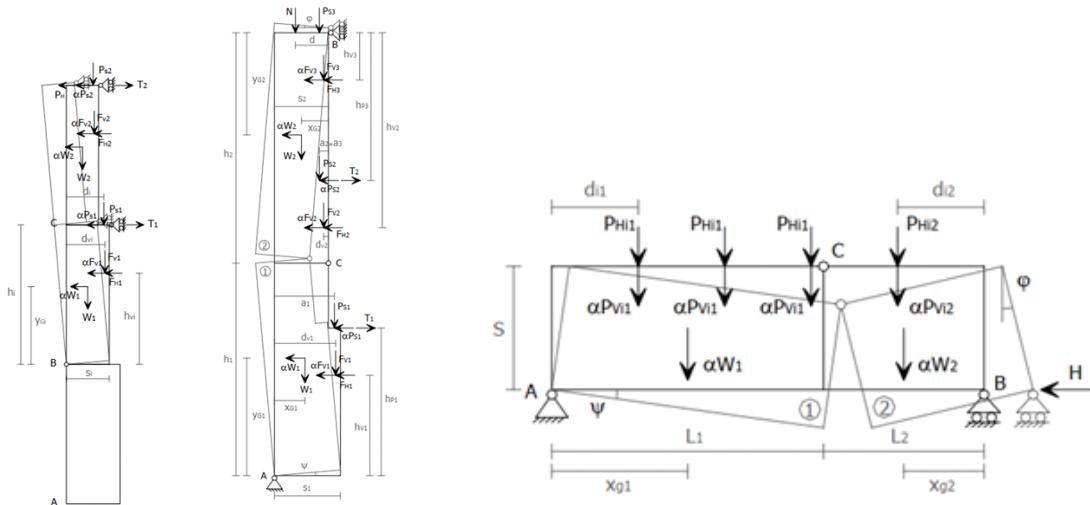


Figura 4.53: Meccanismi di ribaltamento semplice, flessione verticale e orizzontale

Le analisi effettuate sui meccanismi relativi alla parete in questione, la definiscono come la porzione della struttura maggiormente sollecitata, evidenziando una sua scarsa resistenza alle azioni sismiche orizzontali. Le verifiche eseguite

da PRO\_CINEM, definiscono un rapporto compreso tra 0 e 1, attraverso i due approcci definiti al capitolo 3.

- Nel caso di **analisi cinematica lineare** la verifica consiste nel confrontare l'accelerazione di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  con  $\frac{a_g S}{q_{SLD}}$ .
- Nel caso di **analisi cinematica non lineare**, invece tale rapporto è definito tra la capacità di spostamento ultimo del cinematismo  $d_u^*$  e lo spettro di risposta elastico in spostamento  $S_{De}$  definito in corrispondenza del periodo secante. Nel caso in cui il cinematismo sia a quota sopraelevata, invece, il rapporto viene calcolato tra  $d_u^*$  e  $S_{ez}(T_{SLV}, \zeta, z) \cdot \frac{T_{SLV}^2}{4\pi^2}$

I cinematismi individuati e i relativi risultati per la parete rappresentata, sono riportati qui di seguito.

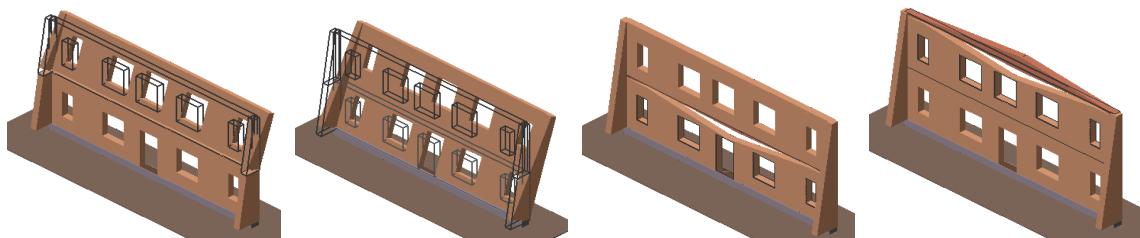


Figura 4.54: Meccanismi individuati – parete 9

Meccanismo N°1 – Ribaltamento a quota sopraelevata		Meccanismo N°2 – Ribaltamento a quota zero	
Lineare	Non lineare	Lineare	Non lineare
Verifica al suolo SLD	0.575	0.575	0.886
Verifica quota z	0.825	0.825	N.R.
Verifica al suolo SLV	0.726	0.408	1.119
Verifica quota z	1.252	0.124	N.R.
Verifica al suolo SLC	–	0.334	–
Verifica quota z	–	0.153	N.R.

Figura 4.55: Analisi cinematica dei meccanismi di ribaltamento

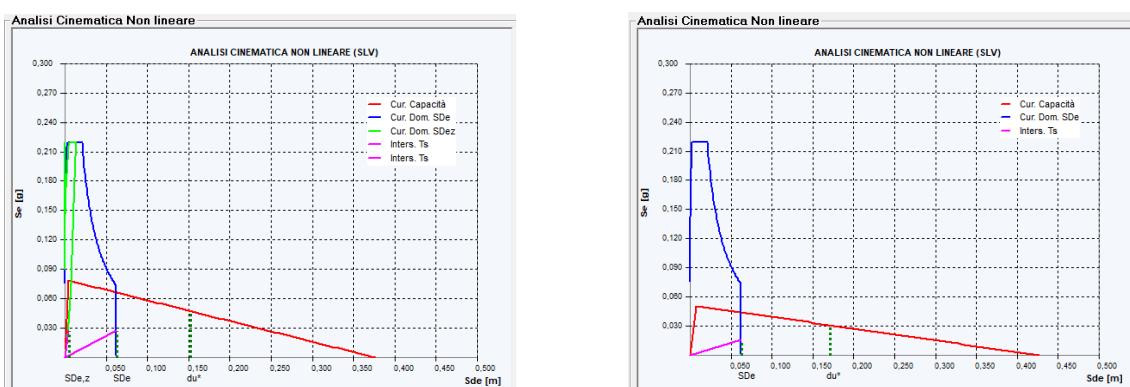


Figura 4.56: Analisi cinematica non lineare - meccanismi di ribaltamento

Meccanismo N°3 – Flessione orizzontale z=5.25 m		Meccanismo N°4 – Flessione orizzontale z=10.6 m			
	Lineare	Non lineare	Lineare		
Verifica al suolo SLD	0.411	0.411	Verifica al suolo SLD	0.937	0.937
Verifica quota z	0.427	0.427	Verifica quota z	<b>2.346</b>	<b>2.346</b>
Verifica al suolo SLV	0.519	0.386	Verifica al suolo SLV	<b>1.184</b>	0.403
Verifica quota z	0.648	N.R.	Verifica quota z	<b>3.558</b>	0.213
Verifica al suolo SLC	–	0.316	Verifica al suolo SLC	–	0.330
Verifica quota z	–	N.R.	Verifica quota z	–	0.263

Figura 4.57: Analisi cinematica dei meccanismi di flessione orizzontale

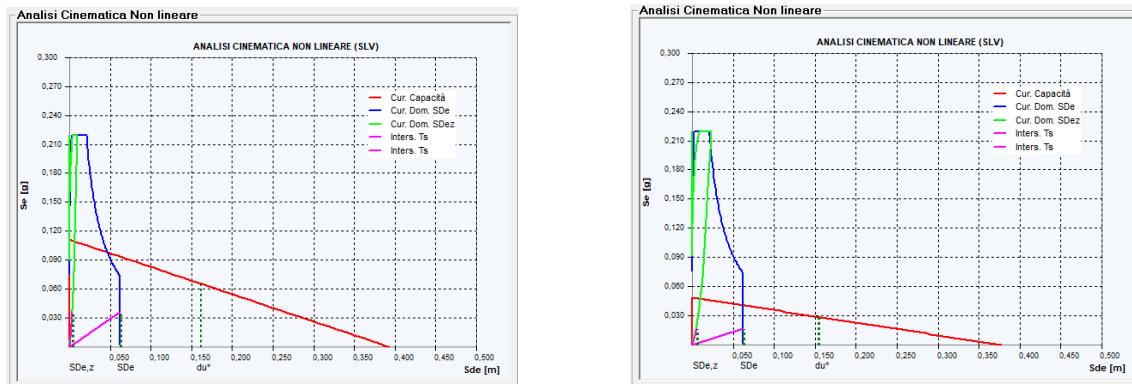


Figura 4.58: Analisi cinematica non lineare - meccanismi di flessione orizzontale

Eseguendo un'analisi sismica ottimizzata si evince che la percentuale di azione sismica a cui il cinematismo è in grado di resistere e per la quale tutti i meccanismi risultano verificati è pari al 35%. In maniera analoga, sono stati valutati tutti i meccanismi locali delle pareti rappresentate in figura 4.48 e nella seguente tabella sono riportati i risultati relativi ai cinematismi analizzati:

Parete	Cinematismi	Verifica	%sisma	
1	Flessione orizzontale a quota z (Ver. a quota z SLV)	<b>1.049</b>	97	
2	<b>Verifiche soddisfatte</b>			
3	Ribaltamento a quota sopraelevata (Ver. a quota z SLV)	<b>1.074</b>	95	
	Ribaltamento a quota zero (Ver. al suolo SLV)	<b>1.006</b>		
4	Ribaltamento a quota sopraelevata (Ver. a quota z SLV)	<b>1.033</b>	98	
5	<b>Verifiche soddisfatte</b>			
6	<b>Verifiche soddisfatte</b>			
7	<b>Verifiche soddisfatte</b>			
8	<b>Verifiche soddisfatte</b>			
9	Flessione orizzontale a quota z (Ver. a quota z SLV)	<b>3.558</b>	35	
	Ribaltamento a quota z (Ver. a quota z SLV)	<b>1.252</b>		
	Ribaltamento a quota zero (Ver. al suolo SLV)	<b>1.119</b>		
10	<b>Verifiche soddisfatte</b>			
11	<b>Verifiche soddisfatte</b>			
12	<b>Verifiche soddisfatte</b>			

Tabella 4.15: Risultati delle analisi dei cinematismi locali di collasso (SLV)

Dai risultati ottenuti si evince che le pareti meno verificate sono la 3 e la 9, le quali coincidono con quelle che subiscono degli spostamenti maggiori nel caso delle analisi dinamiche lineari illustrate in precedenza.

In conclusione, dall'analisi dei meccanismi di collasso si è giunti a una perfetta conoscenza dello stato di fatto:

- **la struttura non ha un comportamento scatolare, pertanto si riscontrano deformazioni localizzate in alcune porzioni dell'edificio;**
- **dall'analisi dei meccanismi locali di collasso, si evince che la percentuale di azione sismica a cui la struttura è in grado di resistere è pari al'35%**

Da tali considerazioni, sono stati programmati gli interventi di adeguamento necessari per conferire al sistema strutturale un comportamento d'insieme e soddisfare le verifiche locali dei maschi e delle fasce murarie.

# Capitolo 5

## Proposta di adeguamento

Dai risultati delle analisi illustrate nel capitolo precedente, emerge la presenza di deformazioni localizzate e l'assenza di un efficace comportamento scatolare, a causa di una scarsa rigidezza nel piano degli orizzontamenti e una limitata capacità nel ripartire in maniera adeguata le azioni sismiche orizzontali sulle varie pareti.

Sulla base di tali considerazioni sono stati valutati diversi interventi di adeguamento sismico finalizzati al miglioramento della risposta strutturale dell'edificio e al raggiungimento dei livelli di sicurezza prescritti dalle NTC 2018.

Gli interventi proposti hanno l'obiettivo di:

- conferire un comportamento scatolare all'edificio scolastico;
- aumentare la rigidezza nel piano degli orizzontamenti;
- migliorare il grado di connessione tra le pareti e i solai;
- limitare la deformabilità torsionale della struttura, riducendo l'eccentricità tra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze;
- soddisfare le verifiche dei meccanismi locali di collasso;
- soddisfare le verifiche locali di maschi e fasce murarie.

Tali interventi sono stati suddivisi in 4 tipologie:

1. **Consolidamento dei solai in laterocemento con soletta collaborante e sistemi di connessione;**
2. **Introduzione di catene e controventi di piano;**
3. **Introduzione dei cordoli;**
4. **Interventi volti ad aumentare la resistenza a flessione e taglio dei maschi e delle fasce murarie:**
  - introduzione del sistema FRCM;
  - iniezione di miscele leganti, ristilatura armata dei giunti con connessione dei paramenti e consolidamento con diatoni artificiali.

## 5.1 Primo intervento - Consolidamento dei solai in laterocemento con soletta collaborante e sistemi di connessione

Dal capitolo precedente è emerso che la principale causa che genera l'assenza di un comportamento globale della struttura è la limitata rigidità nel piano dei solai. Tale rigidità è associata agli spessori delle caldane esistenti (2 e 3 cm) nei solaio intermedio e di copertura, rappresentati nelle figure 3.5 e 3.6. Le NTC affermano che affinché gli orizzontamenti realizzati in latero-cemento, possano essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano è necessario che gli spessori delle solette in c.a. siano almeno di 40 mm. In aggiunta, anche la verifica riportata al capitolo (C.7.2.6) della Circolare, ed effettuata nelle tabelle 4.9 e 4.10, giustifica la necessità di dover considerare allo stato di fatto gli orizzontamenti come piani deformabili.

Per conferire alla struttura un comportamento scatolare il primo intervento proposto è stato quello di irrigidire i solai nel proprio piano, al fine di assicurare un'adeguata ridistribuzione delle azioni sismiche orizzontali e rendere affidabile l'uso delle analisi dinamiche lineari e statiche non lineari.

Tale intervento rientra nella categoria degli interventi di **"Consolidamento di solai in laterocemento con soletta collaborante e sistemi di connessione"** sviluppati dall'azienda *Laterlite*.

Il sistema adottato per il presente edificio scolastico è illustrato nelle figure seguenti:

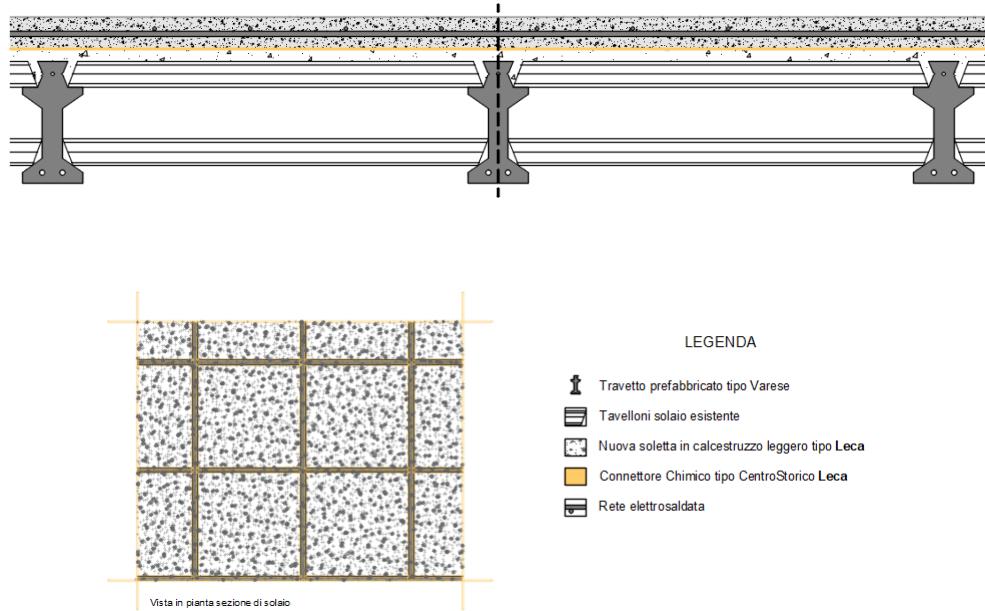


Figura 5.1: Connettore Centro Storico su solaio Varese

Tale intervento può essere eseguito in 3 fasi principali:

- **Preparazione del substrato.** Prevede la rimozione degli strati superiori fino al raggiungimento dell'estradosso del solaio esistente;
- Realizzazione della connessione tra la soletta collaborante e il solaio esistente tramite connessione chimica con **Connettore Centrostorico Chimico**;
- Posizionamento della rete elettrosaldata ed esecuzione del getto in **Calcestruzzo leggero strutturale LECA**.

Il connettore "CentroStorico Chimico" è un adesivo bicomponente epossidico fluido per incollaggi strutturali di calcestruzzo fresco su calcestruzzo indurito per il consolidamento e il rinforzo dei solai esistenti in laterocemento. Questo tipo di connettore è esente da solventi, e possiede adeguate proprietà meccaniche e di adesione:

- Adesione  $\geq 3$  MPa;
- Resistenza a compressione  $\geq 30$  MPa;
- Resistenza a taglio  $\geq 6$  MPa;
- Modulo elastico  $\geq 2$  GPa.

La soletta impiegata per entrambi i solai, invece, presenta uno spessore di 4 cm, adottato in funzione delle caratteristiche strutturali del solaio esistente.

Questa tipologia di intervento è applicata sul modello selezionando l'ipotesi di piano rigido sui solai presenti e inserendo uno spessore di 4 cm, come riportato nella seguente figura:

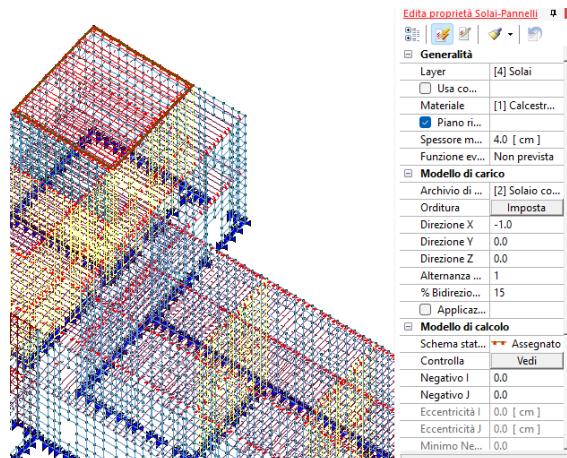


Figura 5.2: Ipotesi di piano rigido - Stato di progetto

L'introduzione di questo sistema di consolidamento comporta una variazione dei carichi agenti sulla struttura, in particolare:

Codice	Descrizione	N elementi	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso proprio [kN/m <sup>3</sup> ]	Totale [kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>1,1</sub>	Caldana solaio	1	1.00	0.02	25	0.50
G <sub>1,3</sub>	Nuova soletta in CLS leggero	1	1	0.04	16	0.64
G <sub>1,2</sub>	Travetti	2	0.09	0.23	20	0.83
G <sub>1,3</sub>	Pignatte in laterizio	1	0.72	0.23	4	0.75
<b>Totale G<sub>1</sub></b>						<b>2.72</b>

Tabella 5.1: Carichi permanenti strutturali G<sub>1</sub> - Solaio intermedio SP

Codice	Descrizione	N elementi	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso proprio [kN/m <sup>3</sup> ]	Totale [kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>2,1</sub>	Pavimento	1	1.00	0.02	22	0.44
G <sub>2,1</sub>	Intonaco	1	1.00	0.02	21	0.42
<b>Totale G<sub>2</sub></b>						<b>0.86</b>

Tabella 5.2: Carichi permanenti non strutturali G<sub>2</sub> - Solaio intermedio SP

Codice	Descrizione	N elementi	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso proprio [kN/m <sup>3</sup> ]	Totale [kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>1,1</sub>	Caldana solaio	1	1.00	0.03	25	0.75
G <sub>1,2</sub>	Nuova soletta in CLS leggero	1	1	0.04	16	0.64
G <sub>1,3</sub>	Travetti	1	0.09	0.23	20	1.51
G <sub>1,4</sub>	Pignatte in laterizio	1	0.72	0.42	4	1.38
<b>Totale G<sub>1</sub></b>						<b>4.28</b>

Tabella 5.3: Carichi permanenti non strutturali G<sub>1</sub> - Solaio di copertura SP

Codice	Descrizione	N elementi	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso proprio [kN/m <sup>3</sup> ]	Totale [kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>2,1</sub>	Pavimento	1	1.00	0.02	22	0.44
G <sub>2,2</sub>	Intonaco	1	1.00	0.02	21	0.42
<b>Totale G<sub>2</sub></b>						<b>0.86</b>

Tabella 5.4: Carichi permanenti non strutturali G<sub>2</sub> - Solaio di copertura SP

Eseguendo nuovamente le analisi dinamiche lineari, si può notare un comportamento completamente diverso rispetto a quanto riscontrato allo stato di fatto. Grazie a quest'intervento la struttura assume un comportamento scatolare. Mentre allo stato di fatto si verificano degli spostamenti significativi in corrispondenza di alcune porzioni della struttura e la restanti parti rimangono completamente immobili, l'irrigidimento dei solai esistenti modifica in maniera sostanziale la distribuzione delle sollecitazioni e degli spostamenti dell'edificio. Di conseguenza, la struttura manifesta deformazioni più contenute e uniformi, con spostamenti pressoché identici per tutti i nodi di ciascun impalcato.

I risultati ottenuti dall'analisi modale sono riportati qui di seguito, per ogni caso di carico:

Caso di carico 6						Caso di carico 7					
Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	% X [%]	% Y [%]	% Z [%]	Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	% X [%]	% Y [%]	% Z [%]
1	6.05	0.17	1.00	67.00	3.00	1	5.55	0.18	31.00	7.00	9.00
2	6.58	0.15	65.00	4.00	2.00	2	6.19	0.16	11.00	64.00	0.00
3	6.81	0.15	10.00	0.00	59.00	3	6.48	0.15	7.00	1.00	22.00
4	6.96	0.14	0.00	0.00	0.00	4	6.96	0.14	0.00	0.00	0.00
5	7.49	0.13	4.00	7.00	13.00	5	7.26	0.14	20.00	3.00	42.00
6	7.85	0.13	0.01	0.00	0.00	6	7.83	0.13	0.00	0.00	1.00
7	8.56	0.12	0.00	0.00	0.00	7	8.39	0.12	9.00	0.00	3.00
8	8.97	0.11	0.00	0.00	0.00	8	9.57	0.10	0.00	0.00	0.00
9	9.42	0.11	0.00	0.00	0.00	9	9.71	0.10	0.00	1.00	0.00
10	10.05	0.10	0.00	0.00	0.00	10	10.05	0.10	0.00	0.00	0.00
11	10.46	0.10	0.00	0.00	0.00	11	10.56	0.09	0.00	0.00	0.00
12	10.81	0.09	0.00	0.00	0.00	12	10.86	0.09	0.00	0.00	0.00
13	11.04	0.09	0.00	0.00	0.00	13	11.04	0.09	0.00	0.00	0.00
14	11.44	0.09	0.00	0.00	0.00	14	11.13	0.09	0.00	0.00	0.00
15	11.60	0.09	0.00	0.00	0.00	15	11.48	0.08	0.00	0.00	0.00

Figura 5.3: Casi di carico 6 e 7

Caso di carico 8						Caso di carico 9					
Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	% X [%]	% Y [%]	% Z [%]	Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	% X [%]	% Y [%]	% Z [%]
1	5.980	0.17	13.00	40.00	0.00	1	5.75	0.17	7.00	49.00	19.00
2	6.18	0.16	31.00	27.00	21.00	2	6.31	0.16	43.00	11.00	2.00
3	7.09	0.14	7.00	10.00	2.00	3	6.61	0.15	9.00	6.00	18.00
4	7.11	0.14	0.00	0.00	0.00	4	6.82	0.15	0.00	0.00	0.00
5	7.13	0.14	24.00	0.00	53.00	5	7.15	0.14	0.00	0.00	0.00
6	8.43	0.12	3.00	0.00	1.00	6	7.52	0.13	17.00	8.00	36.00
7	8.79	0.11	0.00	0.00	0.00	7	8.41	0.12	2.00	1.00	0.00
8	9.50	0.11	0.00	1.00	0.00	8	9.50	0.11	0.00	0.00	1.00
9	9.89	0.10	0.00	0.00	0.00	9	9.85	0.10	0.00	0.00	0.00
10	10.03	0.10	0.00	0.00	0.00	10	10.06	0.10	0.00	0.00	0.00
11	10.51	0.10	0.00	0.00	0.00	11	10.07	0.10	0.00	0.00	0.00
12	10.61	0.09	0.00	0.00	0.00	12	10.51	0.10	0.00	0.00	0.00
13	11.30	0.09	0.00	0.00	0.00	13	10.61	0.09	0.00	0.00	0.00
14	11.36	0.09	0.00	0.00	0.00	14	10.79	0.09	0.00	0.00	0.00
15	11.61	0.09	0.00	0.00	0.00	15	11.42	0.09	0.00	0.00	0.00

Figura 5.4: Casi di carico 8 e 9

Caso di carico 10						Caso di carico 11					
Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	%	%	%	Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	%	%	%
1	6.05	0.17	1.00	67.00	3.00	1	5.55	0.18	31.00	7.00	9.00
2	6.58	0.15	65.00	4.00	2.00	2	6.19	0.16	11.00	64.00	0.00
3	6.81	0.15	10.00	0.00	59.00	3	6.48	0.15	7.00	1.00	22.00
4	6.96	0.14	0.00	0.00	0.00	4	6.96	0.14	0.00	0.00	0.00
5	7.49	0.13	4.00	7.00	13.00	5	7.26	0.14	20.0	3.00	42.00
6	7.85	0.13	0.01	0.00	0.00	6	7.83	0.14	0.00	0.00	1.00
7	8.56	0.12	0.00	0.00	0.00	7	8.39	0.13	9.00	0.00	3.00
8	8.97	0.11	0.00	0.00	0.00	8	9.57	0.12	0.00	0.00	0.00
9	9.42	0.11	0.00	0.00	0.00	9	9.71	0.10	0.00	1.00	0.00
10	10.05	0.10	0.00	0.00	0.00	10	10.05	0.10	0.00	0.00	0.00
11	10.46	0.10	0.00	0.00	0.00	11	10.56	0.10	0.00	0.00	0.00
12	10.81	0.09	0.00	0.00	0.00	12	10.86	0.09	0.00	0.00	0.00
13	11.04	0.09	0.00	0.00	0.00	13	11.04	0.09	0.00	0.00	0.00
14	11.44	0.09	0.00	0.00	0.00	14	11.13	0.09	0.00	0.00	0.00
15	11.60	0.09	0.00	0.00	0.00	15	11.48	0.09	0.00	0.00	0.00

Figura 5.5: Casi di carico 10 e 11

Caso di carico 12						Caso di carico 13					
Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	%	%	%	Modo	Frequenza [Hz]	Periodo [s]	%	%	%
1	5.980	0.17	13.00	40.00	0.00	1	5.75	0.17	7.00	49.00	19.00
2	6.18	0.16	31.00	27.00	21.00	2	6.31	0.16	43.00	11.00	2.00
3	7.09	0.14	7.00	10.00	2.00	3	6.61	0.15	9.00	6.00	18.00
4	7.11	0.14	0.00	0.00	0.00	4	6.82	0.15	0.00	0.00	0.00
5	7.13	0.14	24.00	0.00	53.00	5	7.15	0.14	0.00	0.00	1.00
6	8.43	0.12	3.00	0.00	1.00	6	7.52	0.13	17.00	8.00	36.00
7	8.79	0.11	0.00	0.00	0.00	7	8.41	0.12	2.00	1.00	0.00
8	9.50	0.11	0.00	0.00	0.00	8	9.50	0.11	0.00	0.00	1.00
9	9.89	0.10	0.00	0.00	0.00	9	9.85	0.10	0.00	0.00	0.00
10	10.03	0.10	0.00	0.00	0.00	10	10.06	0.10	0.00	0.00	0.00
11	10.51	0.10	0.00	0.00	0.00	11	10.07	0.10	0.00	0.00	0.00
12	10.61	0.09	0.00	0.00	0.00	12	10.51	0.10	0.00	0.00	0.00
13	11.30	0.09	0.00	0.00	0.00	13	10.61	0.09	0.00	0.00	0.00
14	11.36	0.09	0.00	0.00	0.00	14	10.77	0.09	0.00	0.00	0.00
15	11.61	0.09	0.00	0.00	0.00	15	11.42	0.09	0.00	0.00	0.00

Figura 5.6: Casi di carico 12 e 13

Se si analizzano, i risultati ottenuti in forma tabellare, relativi ai modi di vibrare della struttura, in questo caso risulta possibile individuare i primi 3 modi significativi caratterizzati da masse partecipanti elevate. Tra questi ritroviamo i

due modi traslazionali lungo x e y, e quello torsionale attorno all'asse z. Nelle seguenti figure sono illustrate, invece, le deformate dei primi 3 modi di vibrare relativi al caso di carico 6 (CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)), in analogia con quanto riportato nel capitolo precedente, grazie alle quali è possibile visualizzare il comportamento scatolare della struttura e l'assenza di deformazioni localizzate:

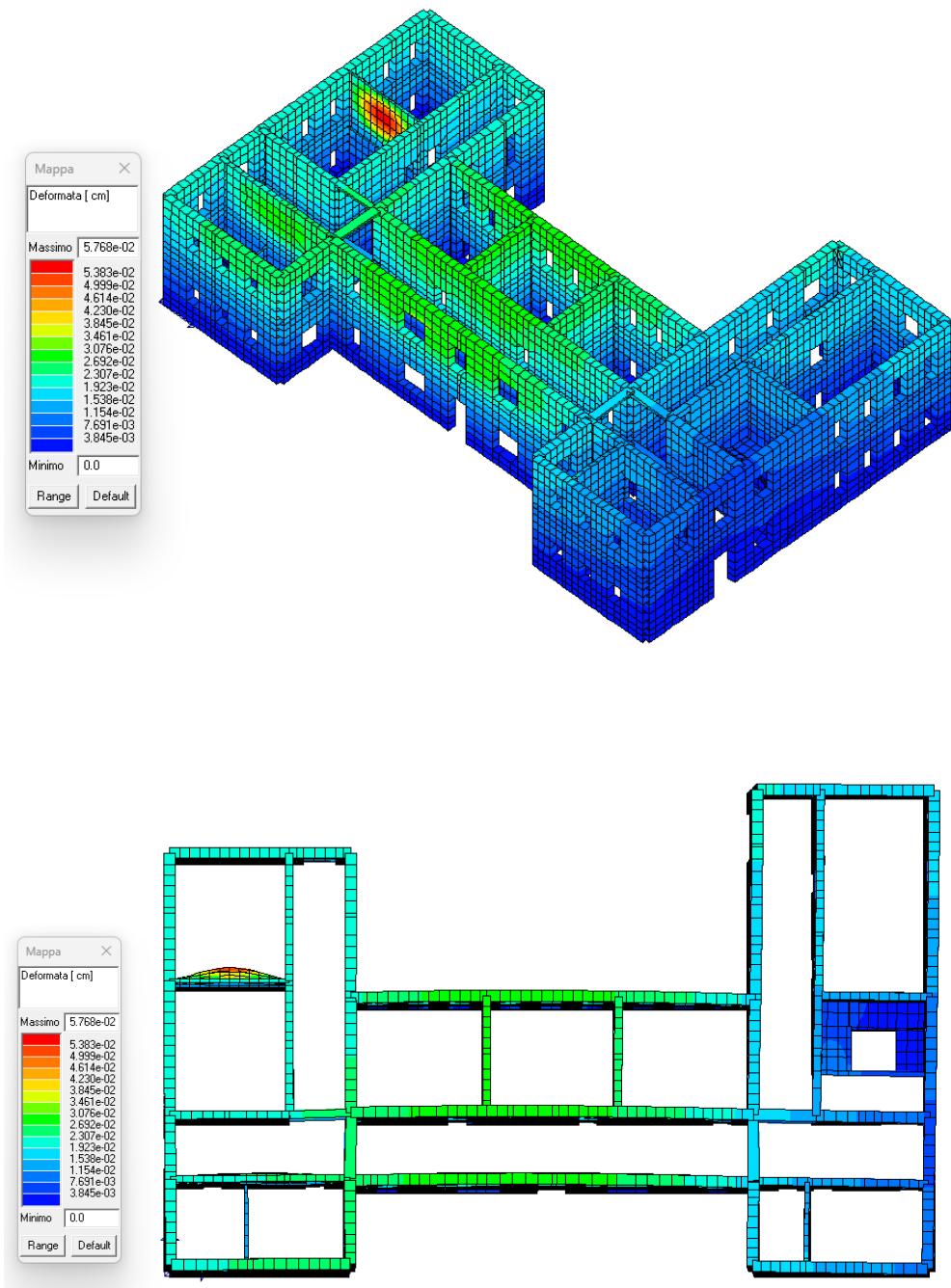


Figura 5.7: Deformata primo modo di vibrare - Stato di Progetto

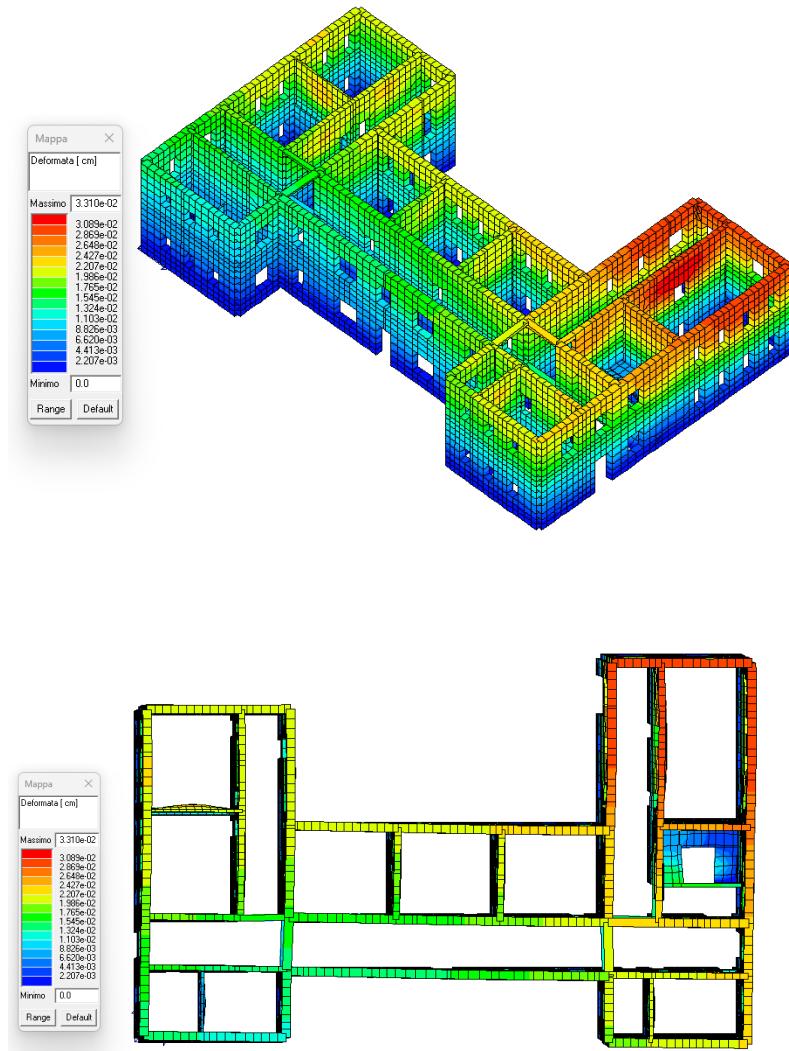
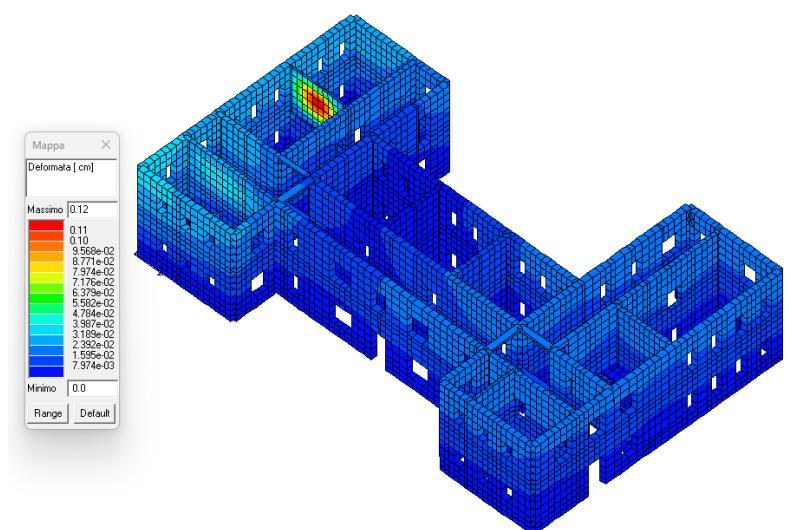


Figura 5.8: Deformata secondo modo di vibrare - Stato di Progetto



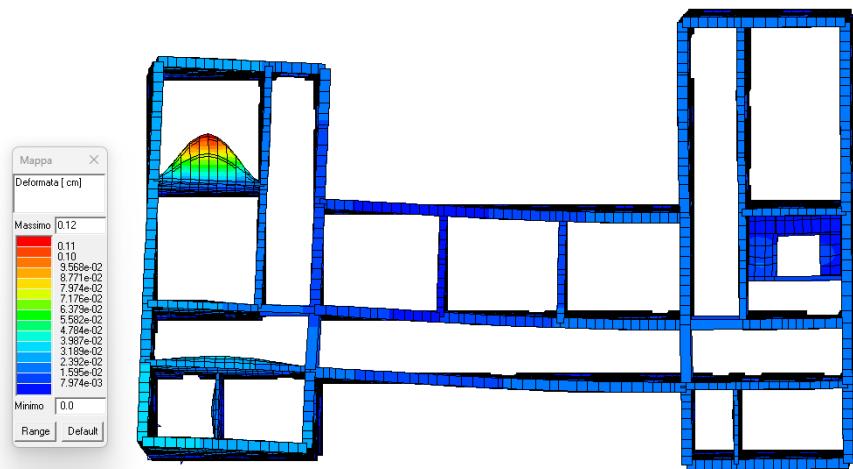


Figura 5.9: Deformata terzo modo di vibrare - Stato di Progetto

Il raggiungimento di un efficace comportamento globale della struttura si riscontra anche analizzando le deformate delle stesse combinazioni di carico illustrate nel capitolo relativo allo stato di fatto:

Combinazione	CDC1	CDC2	CDC3	CDC4	CDC5	CDC6	CDC7	CDC8	CDC9	CDC10	CDC11	CDC12	CDC13	CDC14	CDC15	CDC16
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39	1	1	1	0.6	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0	0	1	1	0.6
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42	1	1	1	0.6	0	1	0	0.3	0	0	0	0	0	1	1	0.6
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 55	1	1	1	0.6	0	-0.3	0	-1	0	0	0	0	0	1	1	0.6
Comb. SLU A1 (SLV sism.) 58	1	1	1	0.6	0	0.3	0	1	0	0	0	0	0	1	1	0.6

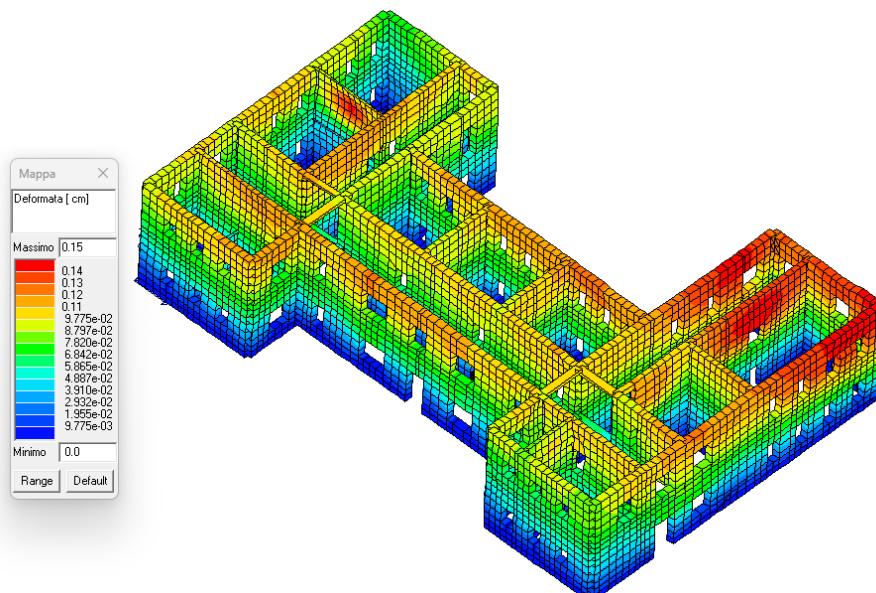


Figura 5.10: Deformata Combinazione 39 (SLV sism.)

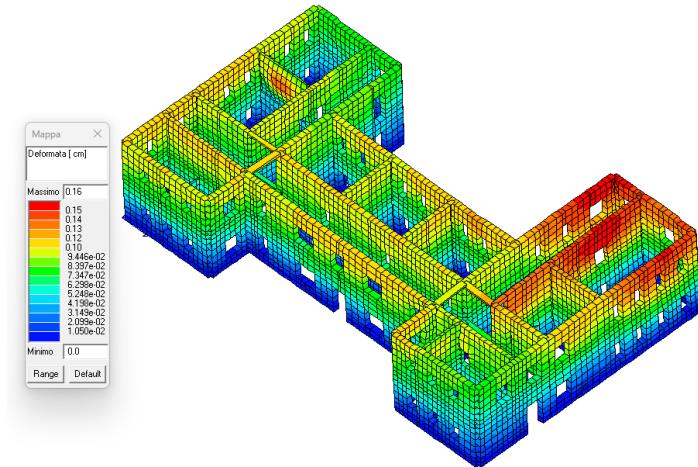


Figura 5.11: Deformata Combinazione 42 (SLV sism.)

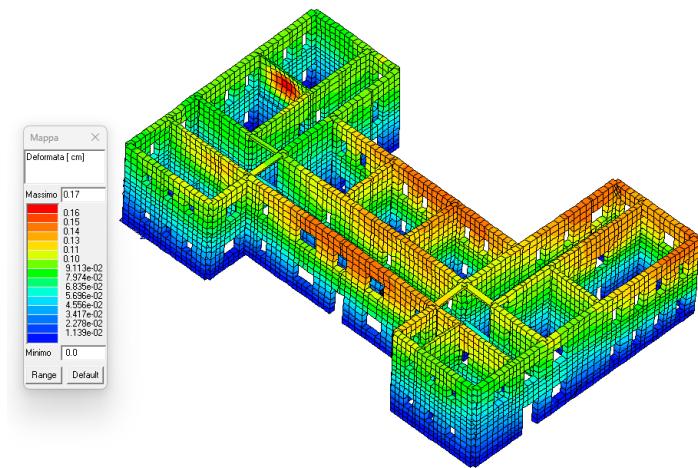


Figura 5.12: Deformata Combinazione 55 (SLV sism.)

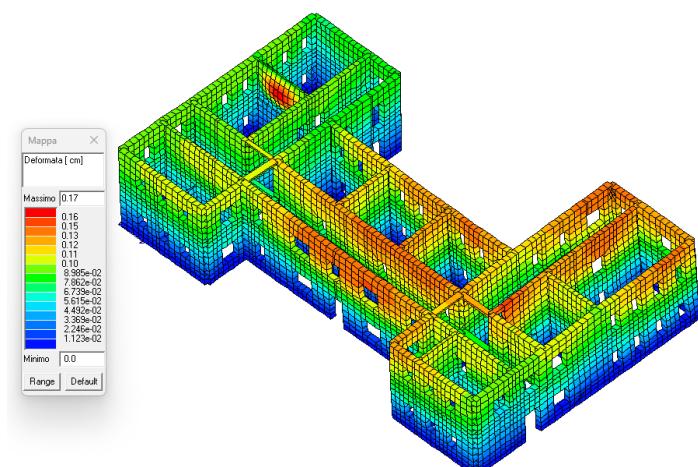


Figura 5.13: Deformata Combinazione 58 (SLV sism.)

Raggiunto il comportamento strutturale d'insieme della struttura, i risultati ottenuti tramite l'analisi dinamica lineare dell'intero edificio, risultano essere molto più affidabili rispetto al caso precedente. Definiti i modi di vibrare e valutate, le diverse combinazioni di carico, PRO\_SAP determina le sollecitazioni calcolate su ogni singolo maschio e fascia muraria, per poi effettuare le verifiche locali. Prima di effettuare tali verifiche però sono stati realizzati ulteriori interventi di adeguamento al fine di soddisfare le prescrizioni delle NTC 2018 e soddisfare i meccanimi locali di collasso.

## 5.2 Secondo intervento - Introduzione di catene e controventi

Durante la fase di definizione della pericolosità sismica la struttura è stata considerata regolare in altezza ma non regolare in pianta. L'obiettivo di questo intervento è quello di renderla regolare in pianta e conseguentemente ridurre la sua deformabilità torsionale.

L'eccentricità tra il centro di massa e il centro delle rigidezze attiva modi di vibrare torsionali in grado di provocare notevoli amplificazioni dell'azione sismica.

La struttura esaminata presenta un'irregolarità in pianta dovuta alla maggiore estensione dell'ala destra e alla presenza della scala localizzata nella medesima porzione della costruzione. Questo tipo di configurazione determina una distribuzione non uniforme delle rigidezze, e una conseguente eccentricità tra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze.

L'intervento proposto per ridurre tale eccentricità e la deformabilità torsionale della struttura, consiste nell'inserimento di catene e controventi.

L'introduzione dei piani rigidi, come ci si aspettava, non ha modificato la redistribuzione delle rigidezze rispetto allo stato di fatto, pertanto i due baricentri risultano ancora distanti tra di loro:

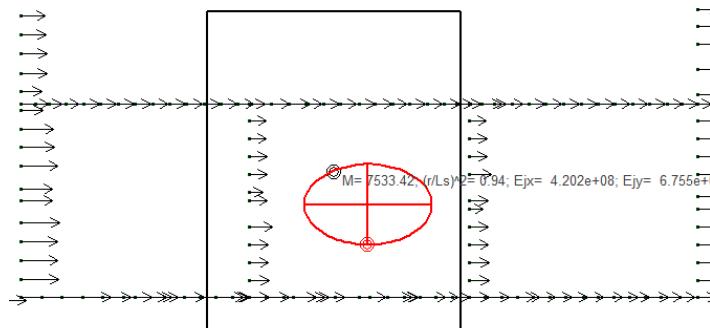


Figura 5.14: Eccentricità dei baricentri (Sol. intermedio) - Stato di fatto

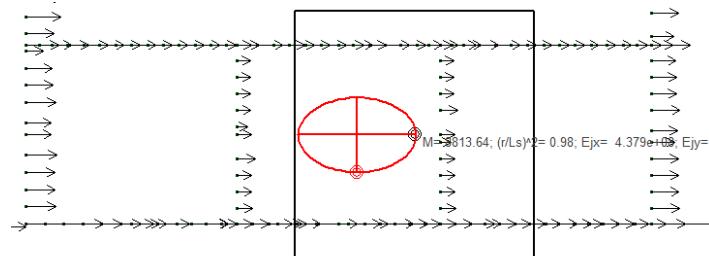


Figura 5.15: Eccentricità dei baricentri (Sol. copertura) - Stato di fatto

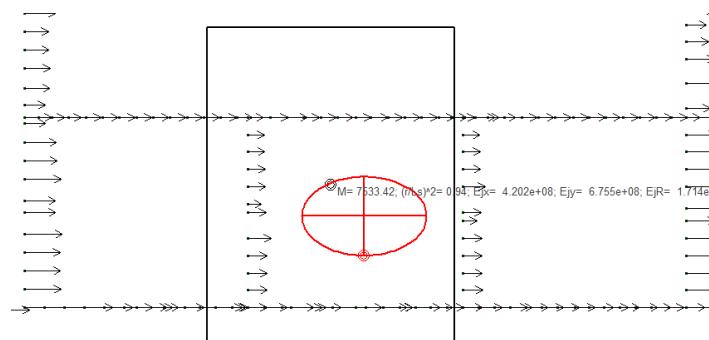


Figura 5.16: Eccentricità dei baricentri (Sol. intermedio) - Modello con i piani rigidi

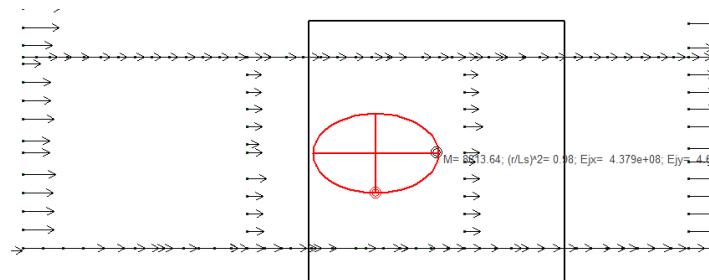


Figura 5.17: Eccentricità dei baricentri - (Sol. copertura) - Modello con i piani rigidi

Nelle precedenti figure:

- il pallino nero indica il baricentro delle rigidezze;
- il pallino rosso rappresenta il baricentro delle masse, che varia la sua posizione a causa dell'eccentricità accidentale a cui si fa riferimento in ogni caso di carico;
- l'intersezione dell'ellisse definisce invece, la posizione del baricentro delle masse in assenza di eccentricità accidentale.

I valori riportati in figura, invece si riferiscono ai seguenti parametri:

- $M$  è pari alla massa sismica del piano;
- $r^2/l_s^2$  è il rapporto:
  - $r^2$ , **raggio torsionale al quadrato** (rappresentato dal rettangolo nero nelle figure precedenti), pari al rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali. Questo rapporto viene valutato con riferimento ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari;
  - $l_s^2$  è pari al rapporto tra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano;
- $E_{jx}, E_{jy}$ , rigidezze degli elementi verticali resistenti al di sotto dell'impalcato selezionato in direzione x e y.  $E_{jR}$  esprime invece la rigidezza torsionale.

All'interno del modello l'intervento è stato realizzato introducendo degli elementi D2 di tipo **"Asta tesa"**, in **Acciaio S235** di sezione circolare di **raggio pari a 1.5 cm**.

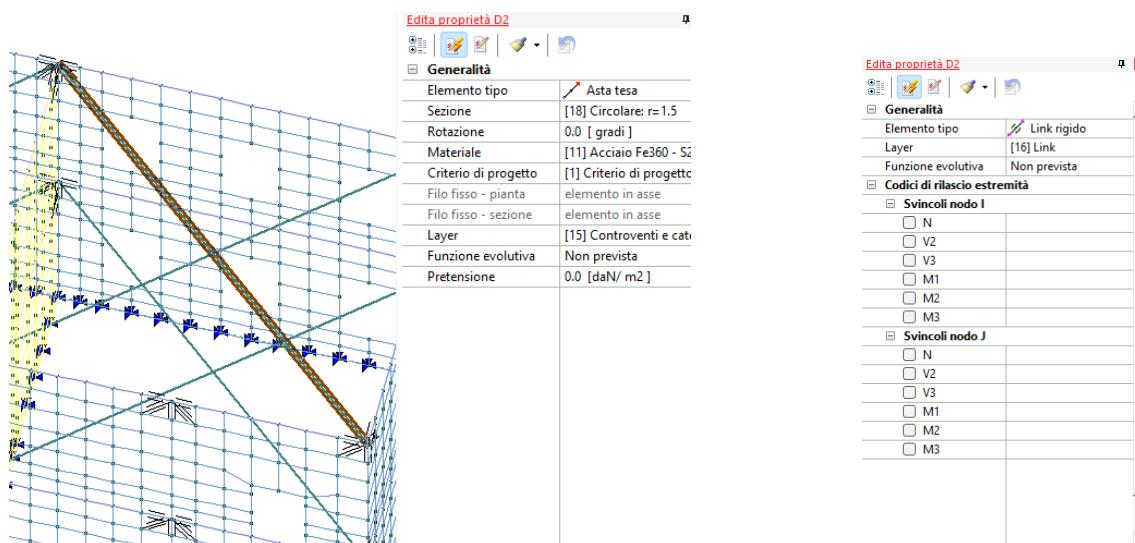


Figura 5.18: Proprietà di riferimento asta tesa e link rigido

L'inserimento dei controventi e delle catene ha reso necessaria l'introduzione di ulteriori elementi D2 di tipo **link rigido**, necessari per evitare picchi tensionali e garantire una ridistribuzione più uniforme delle tensioni sugli elementi shell ai quali risultano vincolate.

Dalle figure successive è possibile visualizzare tale intervento:

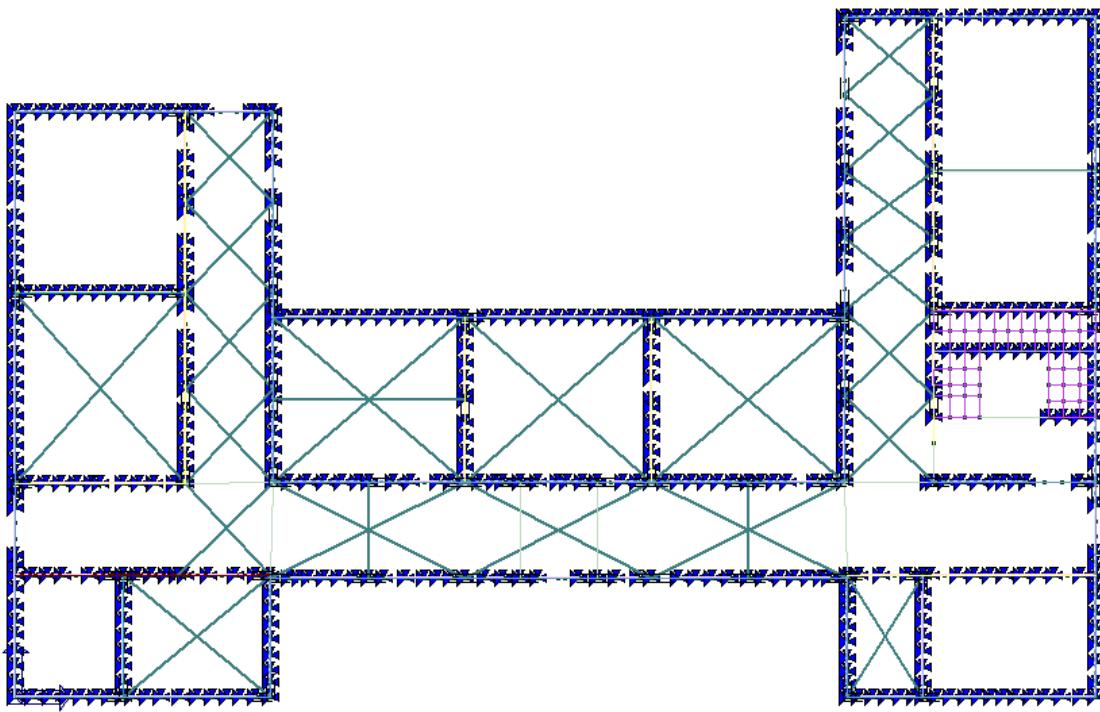


Figura 5.19: Disposizione catene e controventi - Solaio intermedio

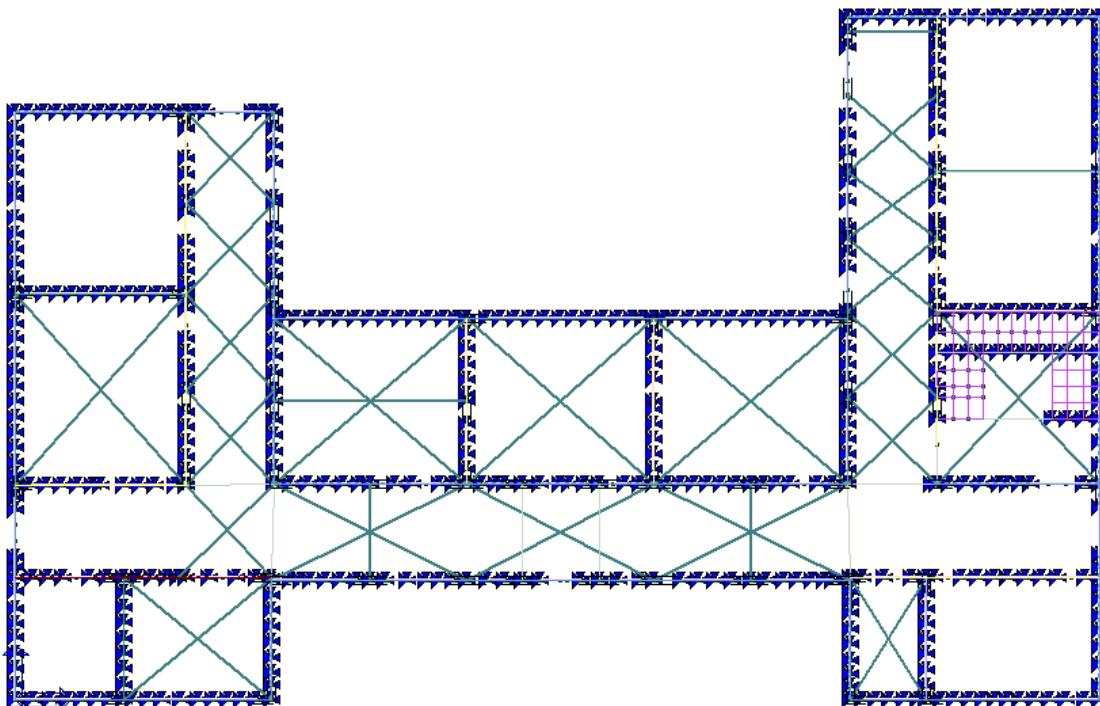


Figura 5.20: Disposizione catene e controventi - Solaio di copertura

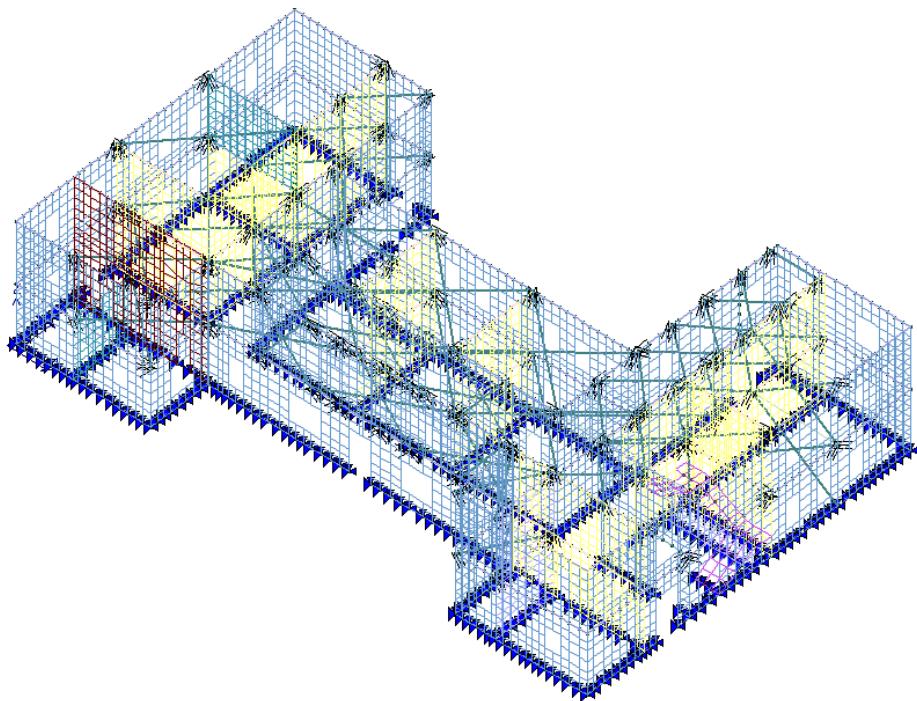
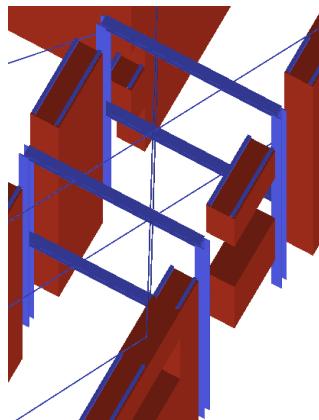


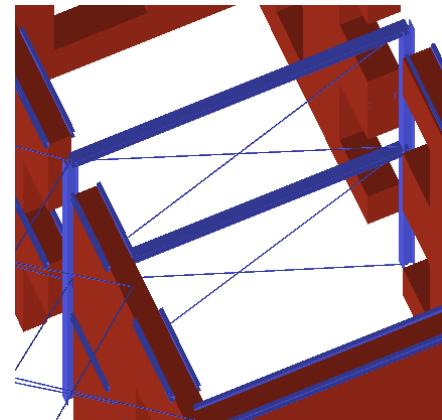
Figura 5.21: Secondo intervento - Catene e controventi

Oltre ai controventi di piano e alle catene, sono stati introdotti due portali realizzati con dei profili HEB 240, in corrispondenza della mezzeria del corridoio orizzontale e un ulteriore portale e dei controventi di parete in corrispondenza del tramezzo posizionato nello spazio superiore dell'ala destra. Tali interventi, rappresentati nelle seguenti figure, hanno permesso di:

- ridurre significativamente le deformazioni riscontrate sia nelle analisi lineari sia nelle analisi dei cinematicismi locali di collasso della parete 9;
- contribuire al raggiungimento di un comportamento scatolare più efficace della struttura.



Portali - Corridoio centrale



Portale e controvento di parete - Ala destra

Figura 5.22: Modellazione portali

La realizzazione di questa tipologia di intervento permette di ridurre al minimo l'eccentricità tra il baricentro delle masse e delle rigidezze, come riportato nelle figure seguenti:

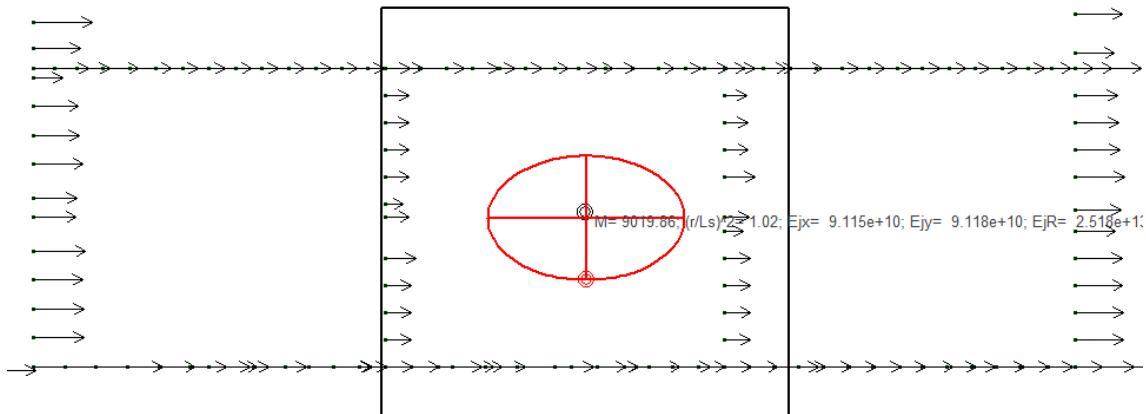


Figura 5.23: Eccentricità dei baricentri (Sol. intermedio) - Stato di progetto

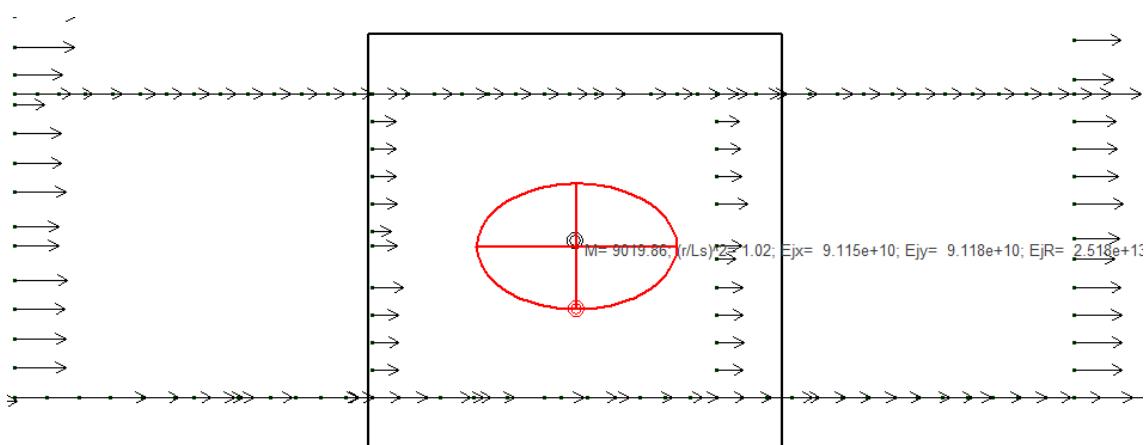


Figura 5.24: Eccentricità dei baricentri (Sol. copertura) - Stato di progetto

I baricentri delle masse e delle rigidezze diventano quasi coincidenti e il rapporto tra la  $r^2$  e  $l_s^2$  maggiore di 1, pertanto la struttura può essere considerata regolare in pianta.

Questo tipo di intervento inoltre presenta ulteriori vantaggi:

- Contribuisce a migliorare il comportamento globale della struttura, incrementando il grado di connessione tra le pareti e i solai e aumentando la rigidezza nel piano degli orizzontamenti;
- Nonostante i meccanismi locali siano verificati a causa della presenza dei cordoli, sia i controventi che le catene agiscono da tiranti in grado di limitare i meccanismi di flessione orizzontale e ribaltamento, riscontrati allo stato di fatto.

### 5.3 Terzo intervento - Introduzione dei cordoli

Il terzo intervento come anticipato, nel paragrafo precedente, consiste nella realizzazione di un cordolo in acciaio sulla muratura esistente. Questo rappresenta uno degli interventi di rinforzo più efficaci per prevenire il ribaltamento delle murature fuori dal piano e per assorbire le forze orizzontali in caso di sisma.

Il presente cordolo è stato realizzato attraverso dei profili in acciaio collocati sulle due facce della muratura e collegati fra loro mediante barre passanti.

I profili utilizzati sono 2 UPN 240, le cui caratteristiche sono riportate qui di seguito:

h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (mm)	r (mm)	Peso (kg/m)	Sez. (cm <sup>2</sup> )	Momenti di inerzia J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	Moduli di resistenza W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	Raggi di inerzia i <sub>x</sub> (cm)	i <sub>y</sub> (cm)
240	85	9.5	13.0	13.0	33.2	42.3	3599	247	300	39.5	9.22	2.42

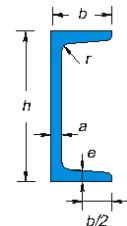


Tabella 5.5: Proprietà e sezione del profilo UPN 240

Nella figura successiva è possibile individuare la presenza dei cordoli e loro disposizione all'interno del modello:

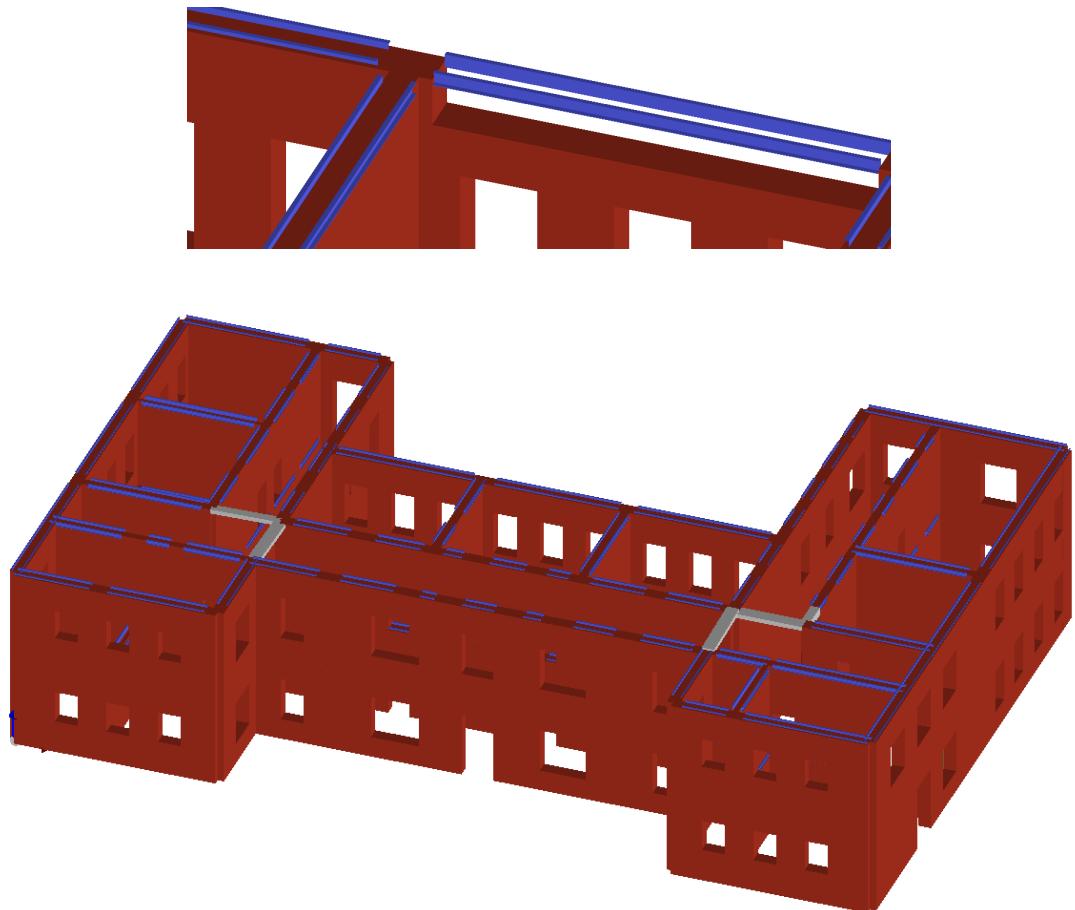


Figura 5.25: Realizzazione dei cordoli in acciaio all'interno del modello

L'utilizzo dei cordoli risulta vantaggioso per due motivi principali:

- la presenza del solo cordolo risulta sufficiente a soddisfare tutte le verifiche relative ai meccanismi locali di collasso;
- incrementa la resistenza a trazione delle fasce.

### Analisi dei meccanismi locali di collasso - Stato di progetto

Anche allo stato di progetto, l'analisi dei cinematismi viene effettuata utilizzando il software PRO\_CINEm.

PRO\_CINEm permette di modellare esclusivamente la presenza di un cordolo in C.A, attraverso una spunta che attiva la presenza di un vincolo rigido in testa alla parete. In tal caso, nel calcolo dei cinematismi, non vengono considerati quelli di ribaltamento.

Effettuando l'analisi sismica, il programma restituisce il calcolo della resistenza a trazione necessaria affinché nessun cinematismo sia riscontrato.

Analizzando il caso della parete maggiormente sollecitata:

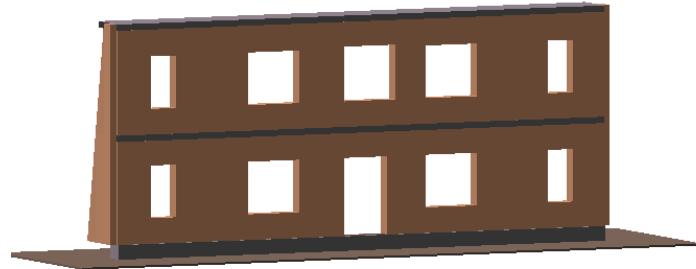


Figura 5.26: Modellazione parete - Stato di progetto

PRO\_CINEm calcola lo sforzo assorbito dai vincoli in sommità ad ogni parete (cordoli in testa o tiranti) tramite  $n$  equazioni di equilibrio alla rotazione (dove  $n$  è il numero di piani che costituiscono la parete).

Nelle equazioni di equilibrio vengono considerate le forze agenti all' $n$ -esimo piano, e uguagliando il Momento Ribaltante  $M_r$  al Momento Stabilizzante  $M_s$  attorno alla base di ogni piano, è in grado di ricavare l'incognita  $T_n$ .

Nel caso della parete 9, la presenza dei cordoli in corrispondenza del solaio intermedio e del solaio di copertura, richiede ai fini del soddisfacimento delle verifiche di tutti i cinematismi, una forza minima di 31 kN.

I profili utilizzati per realizzare il cordolo in acciaio sono 2 UPN 240, la cui resistenza a trazione è pari a:

$$T = A \cdot f_{yk} = 2 * 42.3 * 100 * 235 = 1988100N = 1998.1kN \quad (5.1)$$

pertanto i meccanismi locali di collasso risultano tutti verificati grazie al cordolo utilizzato.

I meccanismi relativi alle altre pareti richiedono delle resistenze a trazione minori rispetto al caso della parete maggiormente sollecitata, per cui le verifiche dei cinematismi risultano tutte soddisfatte.

Se non fossero presenti i cordoli, la presenza delle catene e dei controventi, introdotti per ridurre al minimo la deformabilità torsionale della struttura, permetterebbe comunque di soddisfare le verifiche locali sulle singole pareti.

## 5.4 Quarto intervento - Verifiche locali sui maschi e sulle fasce murarie

Delineati i principali interventi di adeguamento, risulta fondamentale analizzare i risultati dell'analisi dinamica lineare nel modello allo stato progetto in termini di sollecitazioni. L'ultimo step necessario per garantire un livello di sicurezza adeguato è quello di soddisfare le verifiche locali sui maschi e sulle fasce murarie. Il software PRO.SAP permette di effettuare le seguenti verifiche prescritte dalle NTC2018. Per i maschi murari:

- **Verifica N-Mo (no sis.):** verifica a pressoflessione fuori dal piano per i soli carichi statici;
- **Verifica N-Mp:** verifica a pressoflessione nel piano per carichi statici e sismici. Tale verifica è riportata al capitolo §7.8.2.2.1 delle NTC 2018, e viene effettuata confrontando il momento sollecitante con il momento ultimo resistente, definito ipotizzando la muratura non resistente a trazione e una distribuzione non lineare delle tensioni di compressione.

Per sezioni rettangolari, tale distribuzione assume un valore costante pari a 0.85  $f_d$ , pertanto, il momento resistente ultimo  $M_u$  può essere definito dalla seguente formula:

$$M_u = (l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2})(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d}) \quad (5.2)$$

dove  $l$  è pari alla lunghezza complessiva della parete,  $t$  allo spessore della parete compressa,  $f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura e  $\sigma_0$  rappresenta la tensione normale media data dal rapporto tra la forza assiale di compressione e l'area totale della sezione.

- **Verifica Vp:** verifica a taglio per carichi statici e sismici. Il paragrafo §7.8.2.2.2 del D.M.2018 definisce la capacità a taglio di ciascun elemento strutturale pari a:

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd} \quad (5.3)$$

dove  $l'$  è definita come la lunghezza della parte compressa della parete assumendo la muratura non resistente a trazione e un diagramma lineare delle compressioni,  $t$  è lo spessore della parete e  $f_{vd}$  è la resistenza di progetto a taglio della muratura comprensiva delle tensioni di compressione.

- **Verifica N-Mo:** verifica a pressoflessione fuori dal piano dei maschi murari per le combinazioni sismiche. Ai fini della presente verifica, si fa riferimento alla formula del momento resistente ultimo definita per la verifica a pressoflessione fuori dal piano.

Per le fasce, invece, i possibili meccanismi rottura nel piano sono:

- Rottura a pressoflessione;
- Rottura per taglio con fessurazione diagonale.

pertanto PRO\_SAP esegue le seguenti verifiche:

- **Verifica M (fasce):** verifica a flessione delle travi in muratura sia per carichi statici che per carichi sismici. La capacità a pressoflessione delle fasce dipende dalla presenza o meno della forza assiale.

Nel caso di **resistenza a trazione  $\neq 0$**  le NTC 2018 al paragrafo §7.8.2.2.4 riportano che la capacità massima a flessione delle travi in muratura può essere valutata attraverso la formula 7.8.5, come segue:

$$M_u = H_p \cdot \frac{h}{2} \cdot \left[ 1 - \frac{H_p}{(0.85 \cdot f_{bd} \cdot h \cdot t)} \right] \quad (5.4)$$

dove  $H_p$  è il minimo tra  $0.4f_{hd}ht$  e la capacità a trazione dell'elemento tesò presente e  $f_{hd}$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale.

Nel caso di **resistenza a trazione = 0**, la capacità della fascia viene invece valutata grazie alla formula 5.4 adottata per i maschi murari.

- **Verifica V (fasce):** verifica a taglio delle travi in muratura sia per carichi statici che per carichi sismici. Questa verifica può essere effettuata utilizzando il criterio riportato dall'NTC oppure quello definito dalla Circolare del 2019.

Le **NTC 2018** affermano che la capacità a taglio  $V_t$  di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione, può essere definita come il minimo tra  $V_t$  e  $V_p$ .  $V_t$  è funzione dell'altezza della sezione della trave e della resistenza a taglio in assenza di compressione  $f_{vd0}$ . Tale valore del taglio resistente può essere quindi calcolato come segue:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0} \quad (5.5)$$

$V_p$  invece è associato al meccanismo di flessione descritto dalla formula 5.4, ed è pari a:

$$V_p = 2Mf_u/l \quad (5.6)$$

dove  $l$  è la luce libera della trave in muratura.

La **Circolare**, invece introduce la verifica del meccanismo di rottura a taglio per sola fessurazione diagonale. Essa distingue la verifica per murature irregolari:

$$V_t = l \cdot t \cdot 1.5 \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = t \cdot l \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (5.7)$$

e per murature regolari:

$$V_r = \frac{l \cdot t}{b} (\bar{f}_{v0d} + \bar{\mu}\sigma_0) = \frac{l \cdot t}{b} \left( \frac{f_{v0d}}{1 + \mu\varphi} + \frac{\mu\sigma_0}{1 + \mu\varphi} \right) \leq V_{t,lim} \quad (5.8)$$

dove  $V_{t,lim}$  è pari a :

$$V_{t,lim} = \frac{l \cdot t}{b} \cdot \frac{f_{v0d}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{btd}}} \quad (5.9)$$

Nel caso di tessitura irregolare la rottura si verifica nel blocco ed è quindi funzione di  $\tau_0$ . Nella tessitura regolare invece, si riscontra una fessurazione a "scaletta" che può essere dovuta o alla crisi dei giunti di malta governata dal parametro  $f_{v0}$ , oppure alla crisi degli inerti, governata da  $f_{v,lim}$ .

L'esecuzione di tali verifiche condotte all'interno del modello comprensivo dei precedenti interventi di adeguamento, ha evidenziato la presenza di maschi e fasce murarie non verificati. Nelle seguenti figure è possibile analizzare lo stato delle verifiche esistenti:

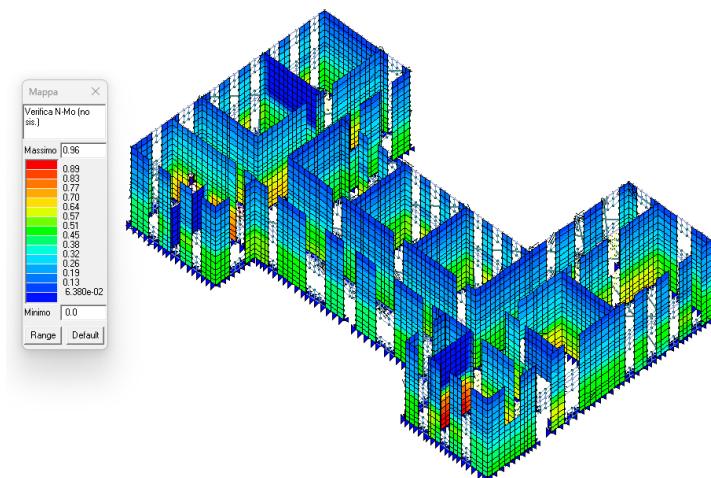


Figura 5.27: Verifica  $N - M_0$  (no sism.)

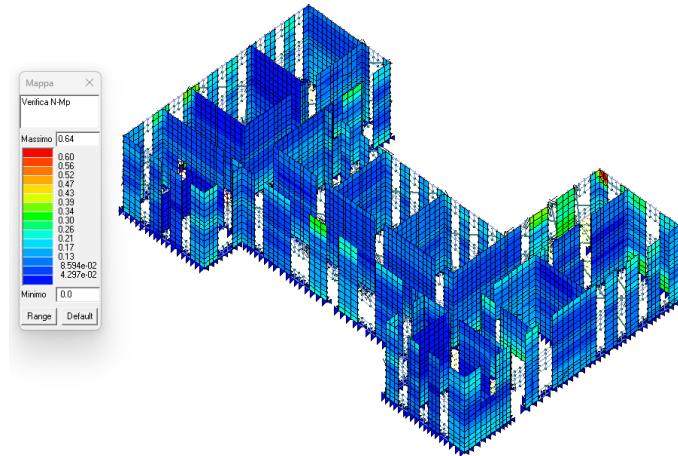


Figura 5.28: Verifica  $N - M_P$

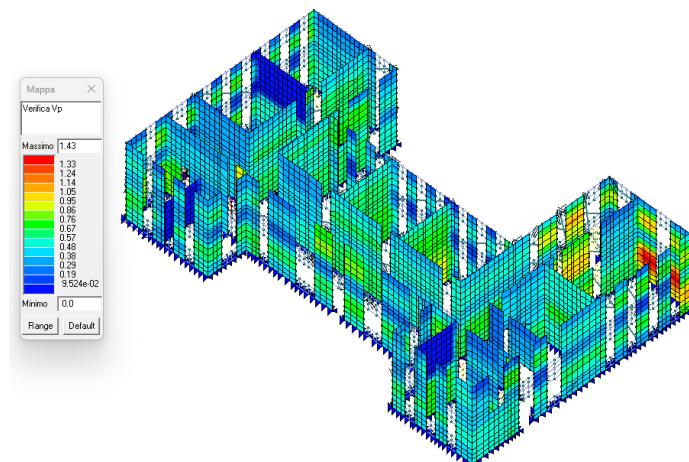


Figura 5.29: Verifica  $V_P$

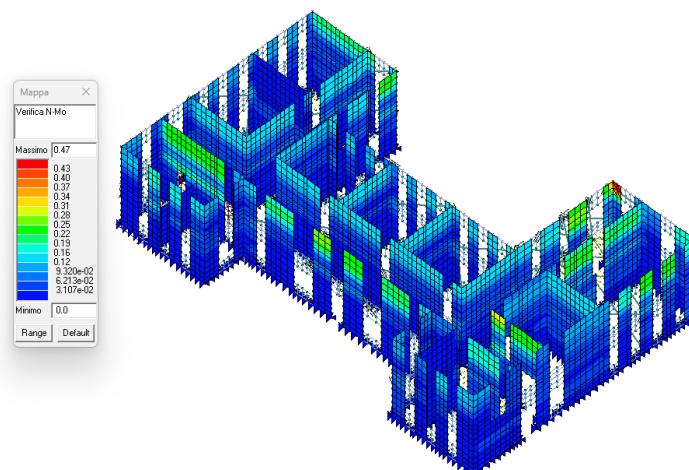


Figura 5.30: Verifica  $N - M_0$

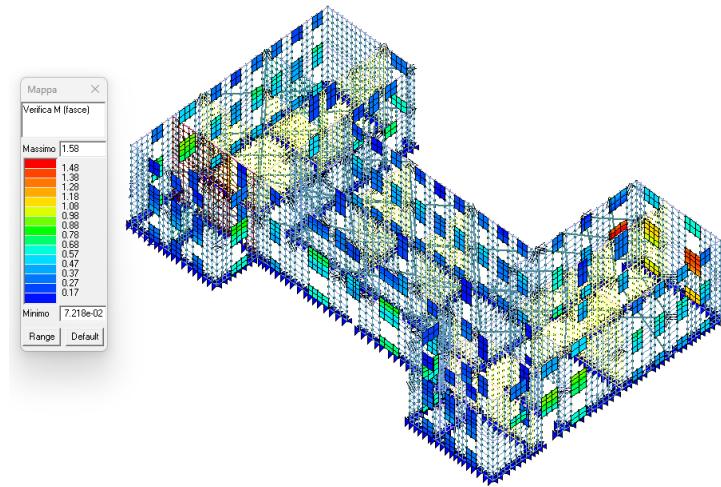


Figura 5.31: Verifica M fasce

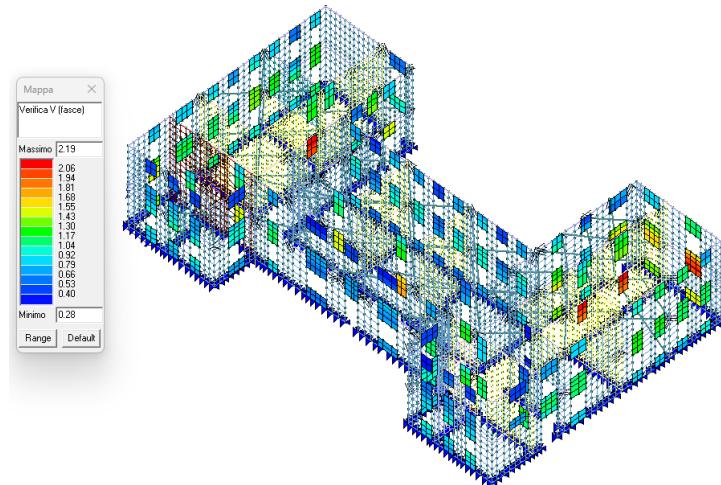


Figura 5.32: Verifica V fasce

Come è possibile notare:

- alcuni maschi non risultano verificati a taglio;
- alcune fasce invece presentano problematiche relative alle verifiche di flessione e taglio:

A tal proposito sono stati valutati diversi interventi di adeguamento, ma la scelta è ricaduta sull'adozione di **FRCM** per il consolidamento dei maschi e la combinazione di vari interventi come l'**iniezione di miscele leganti**, la **ristilitatura armata dei giunti con connessione dei paramenti** e il **consolidamento con diatoni artificiali** per le fasce.

### Fiber Reinforced Cementitious Matrix (FRCM)

Il sistema **FRCM** ( **Fiber Reinforced Cementitious Matrix**), è un sistema di rinforzo caratterizzato da reti di fibre ad elevate prestazioni (di carbonio, acciaio, vetro, ecc.) accoppiate ad una matrice inorganica avente la funzione di adesivo.

Le linee guida necessarie per applicare il sistema FRCM sono definite dal CNR-DT 215/2018 dal titolo **"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica"**

Il sistema FRCM ha lo scopo di incrementare la capacità a taglio e a flessione delle pareti sollecitate. Per quanto riguarda la **capacità a taglio** della parete rinforzata ( $V_{t,R}$ ), essa è pari alla somma della resistenza della muratura non rinforzata ( $V_t$ ), e della resistenza della muratura rinforzata ( $V_{t,f}$ ), definita come segue:

$$V_{t,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot n_f \cdot t_{v,f} \cdot l_f \cdot \alpha_f \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f \quad (5.10)$$

dove:

- $n_f$  è un fattore parziale di modello pari a 2;
- $t_{v,f}$  è pari allo spessore equivalente di uno strato di fibre disposte in direzione parallela alla forza di taglio;
- $l_f$  è una lunghezza di calcolo del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio e assunta pari alla dimensione della parete;
- $\alpha_f$ , tiene conto della ridotta resistenza estensionale delle fibre quando sollecitate a taglio;
- $\varepsilon_{fd}$  è la deformazione limite del rinforzo.

La capacità a pressoflessione invece può essere valutata sia nel piano che fuori dal piano delle pareti sollecitate. La **portanza a pressoflessione nel piano** viene valutata assumendo le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra rinforzo FRCM e supporto;
- muratura non resistente a trazione
- in compressione, assume un comportamento lineare fino alla resistenza di progetto  $f_{md}$  corrispondente a una deformazione  $\bar{\varepsilon}_m$  e tensioni costanti fino alla deformazione ultima  $\varepsilon_{mu}$ ;
- comportamento elastico lineare del rinforzo fino alla deformazione limite  $\varepsilon_{fd}$ .

La verifica è soddisfatta se:

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \quad (5.11)$$

dove il momento resistente è associato a uno sforzo normale di compressione,  $M_{Rd}(N_{sd})$ .

La **resistenza a pressoflessione per azioni fuori dal piano**, è invece valutata assumendo le ipotesi fatte in precedenza e calcolando il momento resistente specifico  $M_{Rd}$  nella maniera seguente:

$$M_{Rd} = M_{0d} + \frac{1}{\gamma_{Rd}}(M_{1d} - M_{0d}) \quad (5.12)$$

dove  $M_{0d}$  è il momento specifico di progetto della sezione non rinforzata, mentre  $M_{1d}$  è quello della sezione rinforzata. Oltre a questo bisogna verificare che il taglio sollecitante della sezione nella stessa condizione di carico sia minore di quello resistente:

$$V_{Rd,m} = 1 \cdot y_n \cdot f_{vd} \quad (5.13)$$

essendo  $f_{vd}$  la resistenza di progetto a taglio della muratura non rinforzata.

I maschi murari sono stati rinforzati adottando la presente tecnica, utilizzando il sistema **Laterlite PBO-MESH 44 + MX-Laterlite PBO** prodotto dall'azienda "Laterlite e Ruregold". Tale sistema è composto da:

- una rete unidirezionale con  $44 \text{ g/m}^2$  in fibra di PBO, e in direzione trasversale una fibra di vetro termoplastica;
- una matrice inorganica MX-PBO a base cementizia, utile a trasferire le tensioni dall'elemento strutturale alla rete;
- Connuttore a fiocco in fibra di PBO (PBO-JOINT) e conseguente matrice inorganica per la sua applicazione.



Figura 5.33: Sistema FRCM: Laterlite PBO-MESH 44 + MX-Laterlite PBO

## Interventi sulle fasce

Per risolvere i problemi a flessione e taglio delle travi di accoppiamento sono stati combinati tre interventi di consolidamento:

- **Ristilatura armata e connessione dei paramenti.** Intervento mirato ad aumentare la resistenza della muratura mediante la sostituzione parziale dei giunti di malta e l'inserimento all'interno degli stessi di barre di armatura non metalliche FRP o trefoli in acciaio inox.
- **Iniezione di miscele leganti.** Tale intervento consiste nell'iniezione di miscele leganti nei vuoti presenti all'interno della muratura, in maniera tale da ripristinare o migliorare le caratteristiche meccaniche del paramento murario. Tale tecnica risulta particolarmente efficace in presenza di lesioni diffuse e per murature che presentano vuoti interni e buone caratteristiche meccaniche degli inerti; è un tipo di intervento passivo che contribuisce all'aumento della resistenza e al ripristino di eventuali danneggiamenti locali senza modificare dall'esterno il paramento murario.
- **Inserimento di diatoni artificiali.** Diatoni realizzati in calcestruzzo armato e inseriti all'interno di fori di carotaggio, in modo da creare un collegamento efficace fra i paramenti murari evitando il loro distacco

Le suddette tipologie di interventi sono state applicate all'interno del modello agli elementi finiti incrementando i valori della resistenza a compressione, della resistenza a taglio e dei moduli di elasticità normale e tangenziale, attraverso l'applicazione di coefficienti correttivi indicati nella tabella della circolare C8.5.II, riportata qui di seguito:

**Tabella C8.5.II -Coeficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.**

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbizzatti, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

Figura 5.34: Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di un intervento di consolidamento

Nel presente caso studio, sulle fasce maggiormente sollecitate sono state realizzate tutte e tre le tipologie di intervento; nelle fasce rimanenti, invece, è stato

previsto l'impiego della ristilatura armata dei giunti e dell'iniezione di miscele leganti.

Nel primo caso i fattori amplificativi sono pari a 1.73 per le resistenze e a 1.32 per la rigidezza; per le fasce meno sollecitate invece è sufficiente applicare un coefficiente pari a 1.44 per le resistenze e 1.32 per la rigidezza.

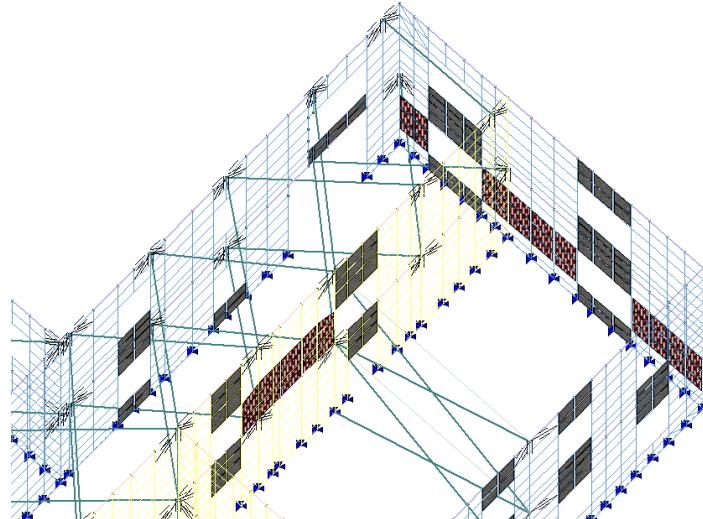


Figura 5.35: Maschi murari rinforzati con il sistema FRCM

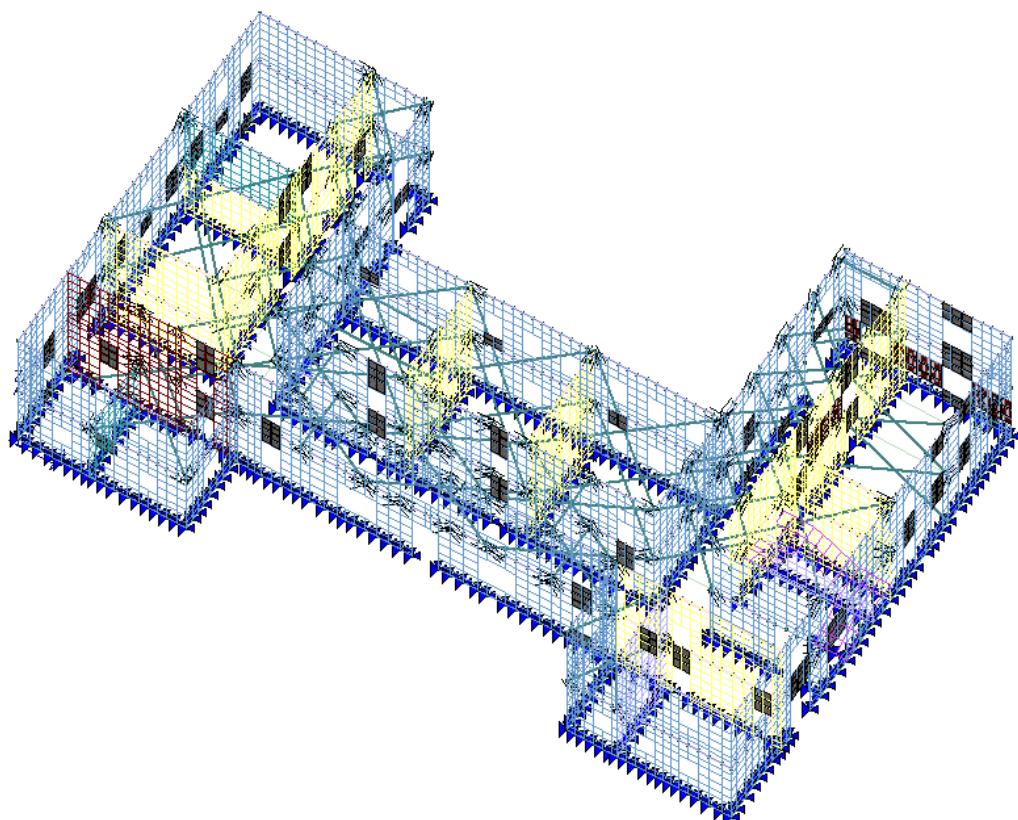


Figura 5.36: Modello a mesh D3 - Stato di progetto

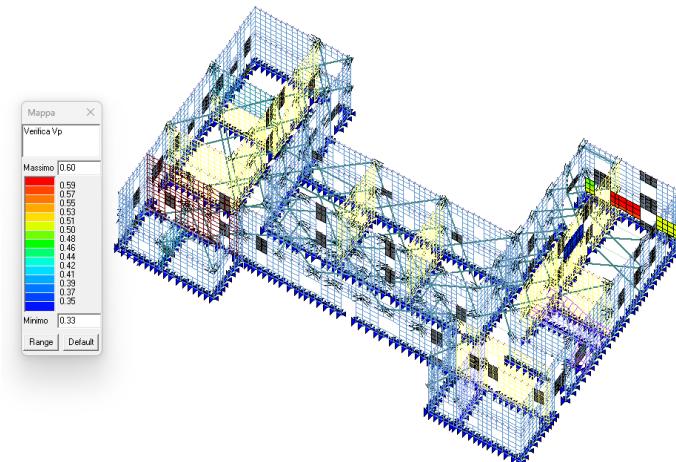
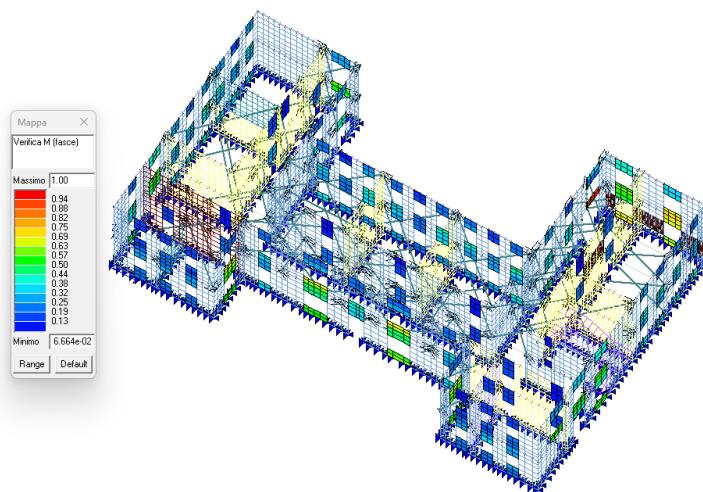
Figura 5.37: Verifica  $V_P$  - Post Operam

Figura 5.38: Verifica M fasce - Post Operam

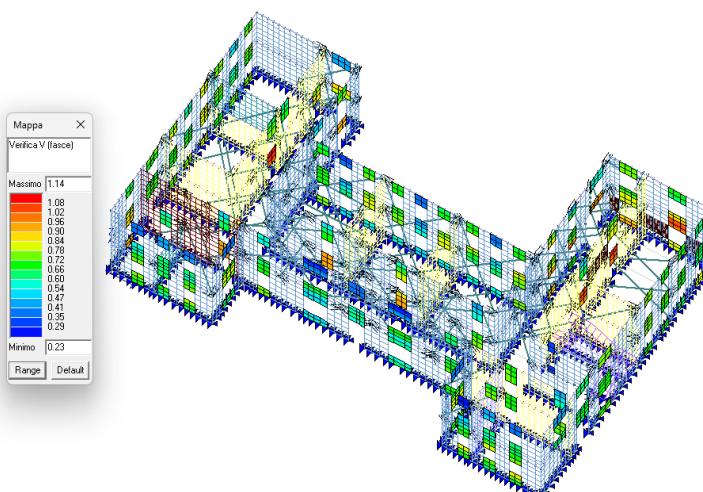


Figura 5.39: Verifica V fasce - Post Operam

La realizzazione di tali interventi ha reso possibile il raggiungimento del valore di 0.8 del parametro  $\zeta_e$ , richiesto dalle normative per il presente intervento di adeguamento.

## 5.5 Stima economica degli interventi di adeguamento

Alla luce degli interventi proposti è stato redatto un computo metrico estimativo, necessario per effettuare una stima economica dell'intervento da realizzare. L'importo relativo alle singole lavorazioni, insieme al totale complessivo, è riportato nella seguente tabella:

Capitolo	Sottocapitolo	Codice Prezzario Regione Puglia 2025	Prezzo	Unità	Quantità	Importo
1.1. Adeguamento sismico	1.1.1 Demolizioni, rimozioni, smaltimenti	NP.01	15,283.31 €	corpo	1.00	15,283.31 €
		01.E01.063.001	470.00 €	cad	1.00	470.00 €
		01.E01.067.067	3.83 €	q	109.80	420.53 €
		01.E01.067.009	3.22 €	q	1,740.00	5,602.80 €
		01.E01.061.001	19.00 €	m <sup>3</sup>	147.32	2,799.08 €
		01.E02.131.001	11.65 €	m <sup>2</sup>	366.00	4,263.90 €
		01.E02.077.003	234.76 €	m <sup>3</sup>	78.00	18,311.28 €
		01.E02.075.003	30.52 €	m <sup>2</sup>	800.00	24,416.00 €
		01.E02.091.001	9.96 €	m <sup>2</sup>	760.00	7,569.60 €
	1.1.2 Opere strutturali	01.E07.CAM.015.001	93.38 €	m <sup>2</sup>	1,560.00	145,672.80 €
		02.R04.075.001	193.30 €	m <sup>2</sup>	150.00	28,995.00 €
		02.R04.109.003	34.70 €	cad	50.00	1,735.00 €
		02.R07.017.001	68.92 €	m <sup>2</sup>	216.00	14,886.72 €
		02.R06.041.003	30.66 €	m	600.00	18,396.00 €
		01.E04.069.001	2.34 €	kg	3,900.00	9,126.00 €
	1.1.3 Opere edili connesse al ripristino	01.E04.053.005	357.87 €	m <sup>3</sup>	76.80	27,484.42 €
		01.E07.043.005	4.13 €	kg	51,000.00	210,630.00 €
		01.E06.049.001	31.96 €	m <sup>2</sup>	80.56	2,574.70 €
		01.E16.021.003	26.37 €	m <sup>2</sup>	366.00	9,651.42 €
		01.E11.095.001	38.22 €	m <sup>2</sup>	560.00	21,403.20 €
1.2. Efficientamento energetico	1.2.1 Lavori su involucro	01.E12.075.001	57.72 €	m <sup>2</sup>	760.00	43,867.20 €
		01.E08.025.001	18.88 €	m <sup>2</sup>	800.00	15,104.00 €
1.3 Sicurezza	1.3.1 Oneri per la sicurezza	01.E11.CAM.001.007	64.33 €	m <sup>2</sup>	800.00	51,464.00 €
		01.E11.007.001	4.88 €	m <sup>2</sup>	800.00	3,904.00 €
		09.S03.035.001	7.65 €	m <sup>2</sup>	1,080.00	8,262.00 €
		09.S03.023.003	2.61 €	m <sup>2</sup>	3,240.00	8,456.40 €
		09.S03.023.001	10.83 €	m <sup>2</sup>	1,080.00	11,696.40 €
		09.S03.043.003	102.12 €	cad	6.00	612.72 €
		09.S03.081.001	627.48 €	cad	1.00	627.48 €
		09.S03.089.001	120.23 €	cad	6.00	721.38 €
		09.S03.109.001	150.00 €	cad	6.00	900.00 €
		09.S03.075.005	230.00 €	cad	6.00	1,380.00 €
Totale lavori						716,687.34 €

Come riportato in tabella, l'importo complessivo delle lavorazioni risulta pari a **716.687,34 €**.

La valutazione tecnico-economica condotta attraverso il computo metrico ha inoltre permesso di trarre alcune conclusioni relative all'effettiva convenienza dell'intervento rispetto alla realizzazione di un nuovo edificio scolastico.

Ipotizzando di dover demolire e ricostruire la scuola con le medesime dimensioni i costi risulterebbero sicuramente superiori.

Per effettuare questo confronto sono stati valutati due casi riportati nel prezzario **"DEI Tipologie edilizie"** del 2019.

### Scuola media

Superficie [m <sup>2</sup> ]	Volume [m <sup>3</sup> ]	Tempi	Costo dell'opera [€/m <sup>2</sup> ]	Costo dell'opera [€/m <sup>3</sup> ]
3980	17540	10 mesi	678	154

### Edificio destinato ad asilo

Superficie [m <sup>2</sup> ]	Volume [m <sup>3</sup> ]	Tempi	Costo dell'opera [€/m <sup>2</sup> ]	Costo dell'opera [€/m <sup>3</sup> ]
750	2250	9 mesi	2315	772

La scuola media analizzata nel prezzario presenta dimensioni maggiori rispetto a quelle del caso studio, mentre l'asilo è di dimensioni minori. Per determinare il costo al metro quadro per la ricostruzione di una scuola delle stesse dimensioni dell'edificio "Del Bene", è stata eseguita un'interpolazione lineare tra i due casi, assumendo come superficie di riferimento quella dell'edificio oggetto di studio. Tale calcolo ha stimato un costo di 1.884 €/m<sup>2</sup> per la realizzazione di un nuovo edificio scolastico. Moltiplicando tale valore per la superficie complessiva di 1600 m<sup>2</sup> il costo totale della costruzione ammonterebbe a **3.014.736,84 €**.

A questi dovrebbero essere aggiunti i seguenti costi:

Lavorazione	Importo (€)
Demolizione totale di fabbricati con struttura portante in tufo	249.396,80
Smontaggio degli infissi	6.545,46
Trasporto con qualunque mezzo a discarica autorizzata di materiale di risulta o di qualunque natura	50.340,50
Conferimento a sito e/o a discarica autorizzata e/o ad impianto di recupero di materiale proveniente dagli scavi privo di scorie e frammenti diversi	130.991,28
<b>Totale lavori</b>	<b>437.274,04</b>

Il costo totale di tali lavorazioni risulta pari a 437.274,04 €. Sommando quindi questo valore all'importo ottenuto precedentemente per la realizzazione dei lavori il costo totale ammonterebbe a **3.452.010,88** come riportato nella seguente tabella.

Descrizione	Importo (€)
Lavori di demolizione	3.014.736,84
Lavori di realizzazione	437.274,04
<b>Costo per la realizzazione di un nuovo edificio scolastico</b>	<b>3.452.010,88</b>

Tabella 5.6: Costi principali dell'intervento di demolizione e ricostruzione dell'edificio scolastico

Tra i due scenari analizzati, risulta nettamente più conveniente realizzare gli interventi di adeguamento proposti, finalizzati al miglioramento della risposta sismica e all'efficientamento energetico dell'edificio "Del Bene".



# Conclusioni

Il presente lavoro di tesi ha consentito di affrontare il tema della sicurezza strutturale nelle scuole e, in maniera generale della valutazione della sicurezza delle strutture esistenti, influenzata da numerosi fattori aleatori ed epistemici.

Tali temi hanno assunto particolare importanza nell'analisi di vulnerabilità sismica e nel conseguente progetto di adeguamento dell'edificio ospitante la scuola elementare "Del Bene", situata a Maruggio (TA).

Le analisi dinamiche lineari e statiche non lineari condotte sul modello agli elementi finiti e a telaio equivalente rappresentativi dell'edificio esistente, hanno evidenziato l'assenza di un efficace comportamento scatolare e la presenza di deformazioni localizzate in alcune porzioni della struttura. Ai fini di una corretta caratterizzazione dello stato di fatto sono stati quindi analizzati i meccanismi locali di collasso ed è stata determinata la percentuale di azione sismica sopportabile dalla struttura.

Sulla base di tali criticità sono stati proposti quattro interventi di adeguamento: il consolidamento dei solai mediante soletta collaborante e un sistema di connessione chimico, l'inserimento di catene, controventi e cordoli e una serie di interventi locali volti a soddisfare le verifiche a flessione e taglio dei maschi e delle fasce murarie. La realizzazione di tali interventi ha permesso di conferire alla struttura un comportamento scatolare, di limitare la sua deformabilità torsionale e di conseguire i livelli di sicurezza prescritti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Grazie a tali interventi è stato possibile raggiungere il valore 0.8 del parametro  $\zeta_e$  richiesto dalle normative per il presente intervento di adeguamento.

La stima economica condotta attraverso il computo metrico estimativo ha permesso di determinare un costo complessivo delle lavorazioni che risulta pari **716.687,34 €**. Un ulteriore analisi economica ha inoltre confermato la convenienza dell'intervento di adeguamento, rispetto all'ipotesi di demolizione e ricostruzione dell'edificio, che comporterebbe una spesa superiore ai 3 milioni di euro, risultando nettamente più onerosa.

Alla luce dei risultati ottenuti è possibile affermare che gli obiettivi prefissati sono stati raggiunti e la scuola risulta adeguata secondo i livelli di sicurezza prescritti dalle NTC 2018. Ulteriori gradi di approfondimento potrebbero prevedere campagne di indagini più accurate, volte a incrementare il livello di conoscenza dell'edificio e a ridurre le incertezze relative alle proprietà meccaniche dei materiali, con la possibilità di contenere maggiormente gli interventi di adeguamento.

Oltre alla vulnerabilità sismica del blocco in muratura portante, potrebbero essere oggetto di studi futuri i due ampliamenti realizzati in calcestruzzo armato nel 1980 e nel 2000, che presumibilmente presentano criticità differenti rispetto al caso analizzato.

# Bibliografia

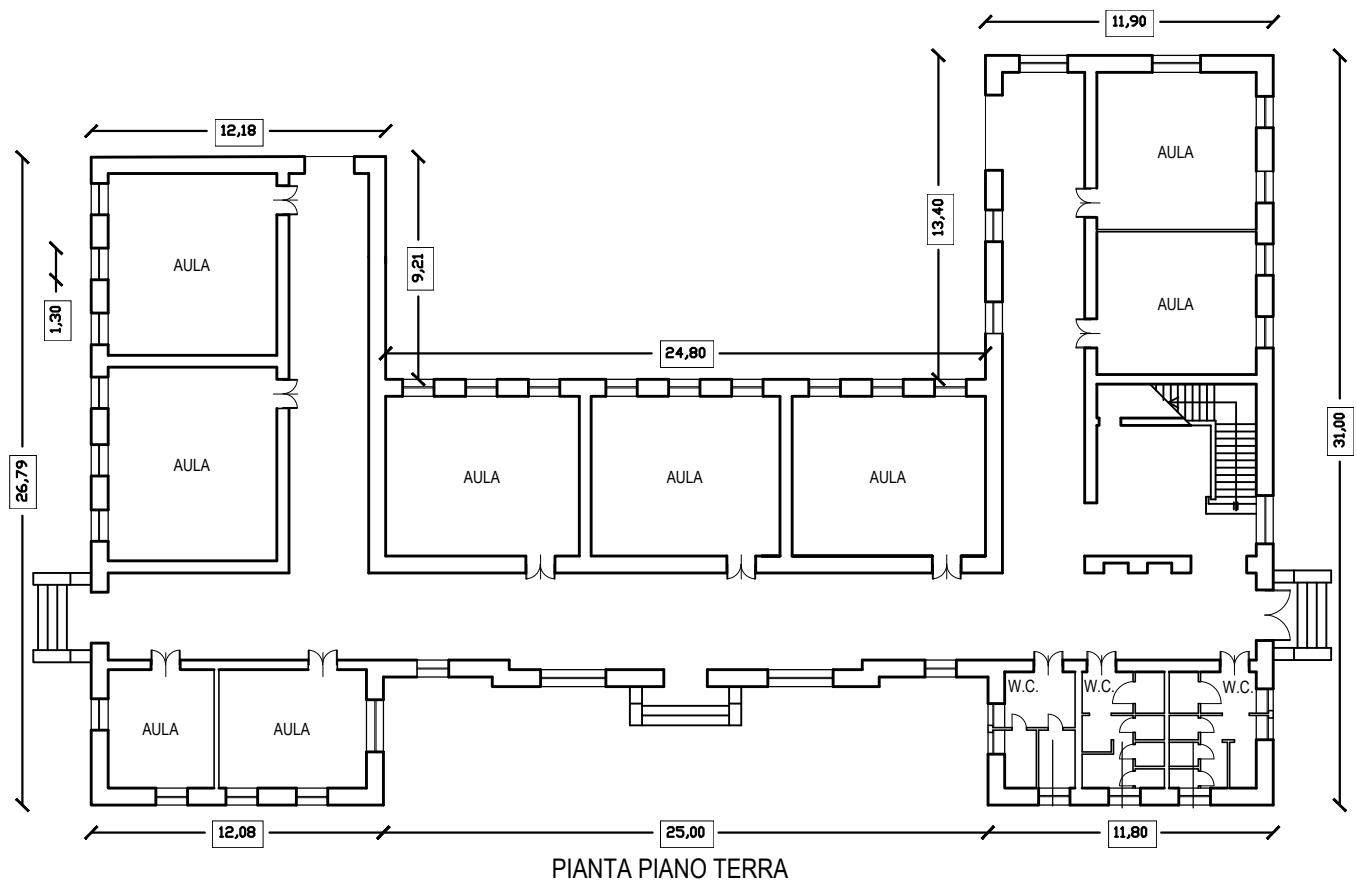
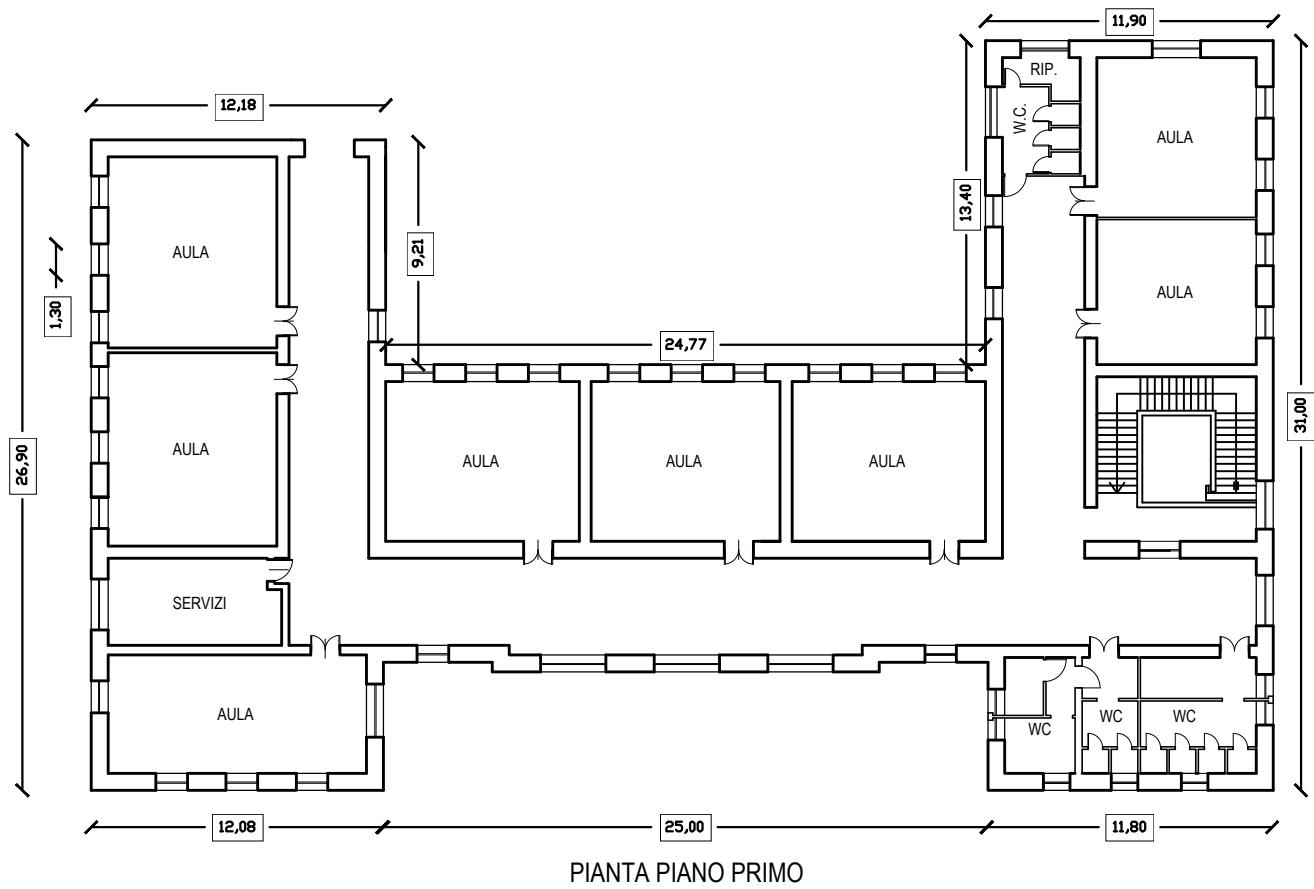
- [1] Costruzioni in muratura: aspetti tipologici e adeguamento sismico. dossier tecnico - la modellazione di costruzioni esistenti in muratura. Dossier tecnico, SOFT.LAB., 2021.
- [2] 2SI - Software e Servizi per l'Ingegneria. *PRO\_CINEm – Analisi Cinematica Lineare e Non Lineare sulla Muratura*. Italia. Manuale tecnico del software PRO\_CINEm per l'analisi cinematica lineare e non lineare di strutture in muratura.
- [3] 2Si Software e Servizi per l'Ingegneria. *Manuale PRO\_SAP*, 2019.
- [4] A. Bacchetto. Introduzione al metodo degli elementi finiti e alla modellazione fem. Relazione tecnica, Adepron.
- [5] Chiara Calderini. *Un modello costitutivo per la muratura: formulazione ed implementazione per l'analisi di strutture complesse*. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Genova, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica (DISEG), 2003.
- [6] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Istruzioni per l'applicazione dell'«aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7, Gazzetta Ufficiale n. 35 del 11/02/2019, 2019. MIT.
- [7] Consiglio Nazionale delle Ricerche. Istruzioni per la valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti: Azioni – materiali – modellazione. Technical report, CNR — Consiglio Nazionale delle Ricerche, Roma, 2013. CNR DT 212/2013.
- [8] Mauro Dolce. La sicurezza sismica delle scuole italiane.
- [9] A. Galasco, S. Lagomarsino, and A. Penna. Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura. In *Atti del X Congresso Nazionale “L'ingegneria Sismica in Italia”*, Potenza–Matera, Italia, settembre 2001. Associazione Nazionale di Ingegneria Sismica (ANIDIS). Università degli Studi di Genova, Politecnico di Milano.
- [10] Gianluca Iraci Sareri. Tesi di laurea magistrale in ingegneria edile - architettura. Tesi di laurea magistrale, Università degli Studi di Padova, Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale (ICEA), 2018.

- [11] S. Lagomarsino and S. Cattari. Perpetuate guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2015.
- [12] Legambiente. Ecosistema scuola 2024: Xxiv rapporto nazionale sulla qualità degli edifici e dei servizi scolastici, September 2024.
- [13] Oscar Mancinelli. *Safety and sustainability of school buildings*. Phd thesis, Politecnico di Torino, 2022.
- [14] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Norme tecniche per le costruzioni. Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018, Suppl. Ordinario n. 8, 2018.
- [15] Bartolomeo Pantò. *La modellazione sismica degli edifici in muratura: un approccio innovativo basato su un macro-elemento spaziale*. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Catania, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, 2017.
- [16] Sabatino R. *Analisi non lineare di pareti murarie sotto azioni orizzontali: modellazione a telaio equivalente*. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Salerno, Salerno, Italia, 2010.
- [17] Alessandro Zona. *Lezioni di Tecnica delle Costruzioni*. Università degli Studi di Camerino, Camerino, 2018. Prima edizione.

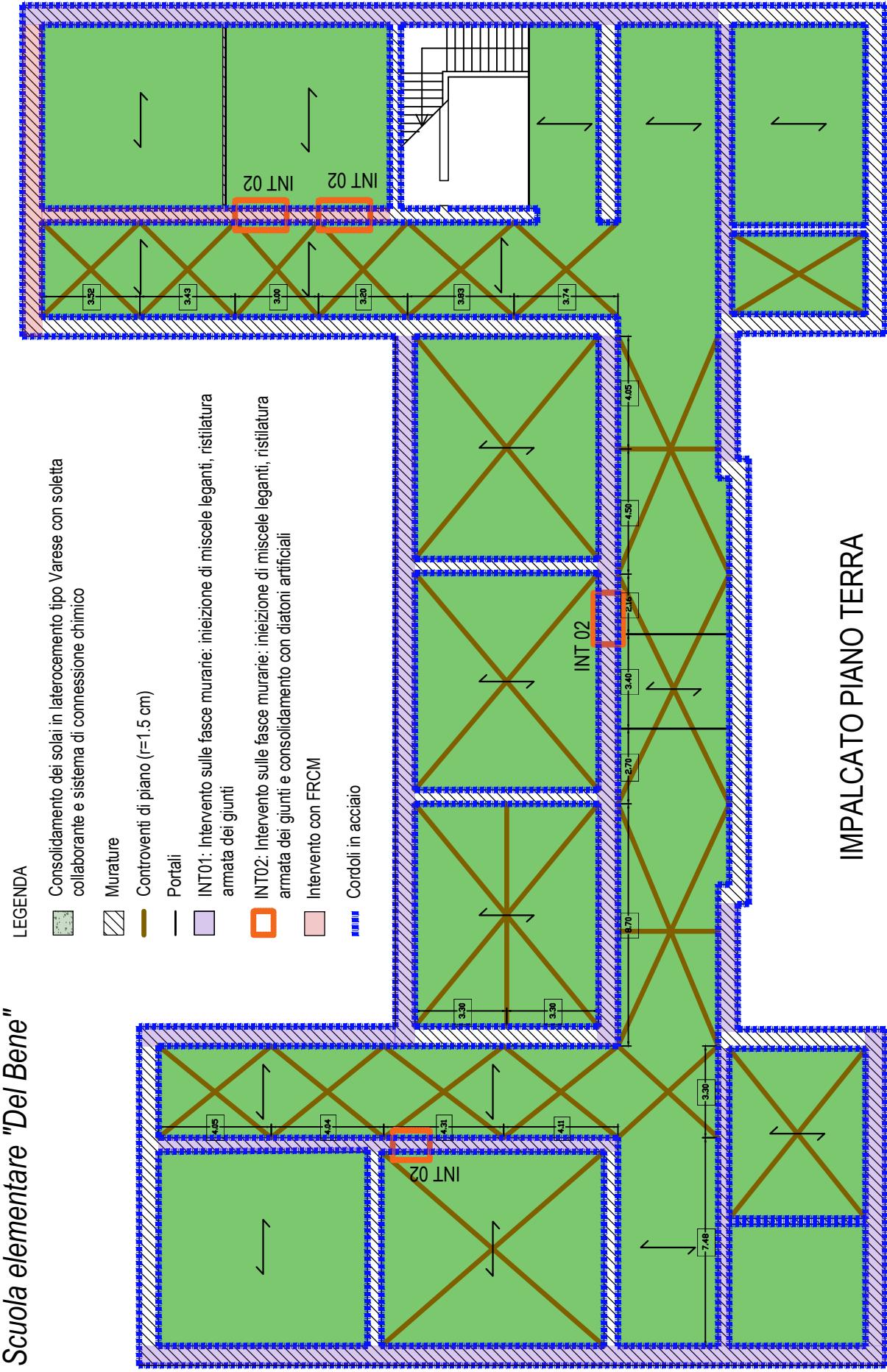
# **Appendice A**

## **Tavole esecutive**

*Stato di fatto*  
*Scuola elementare "Del Bene"*



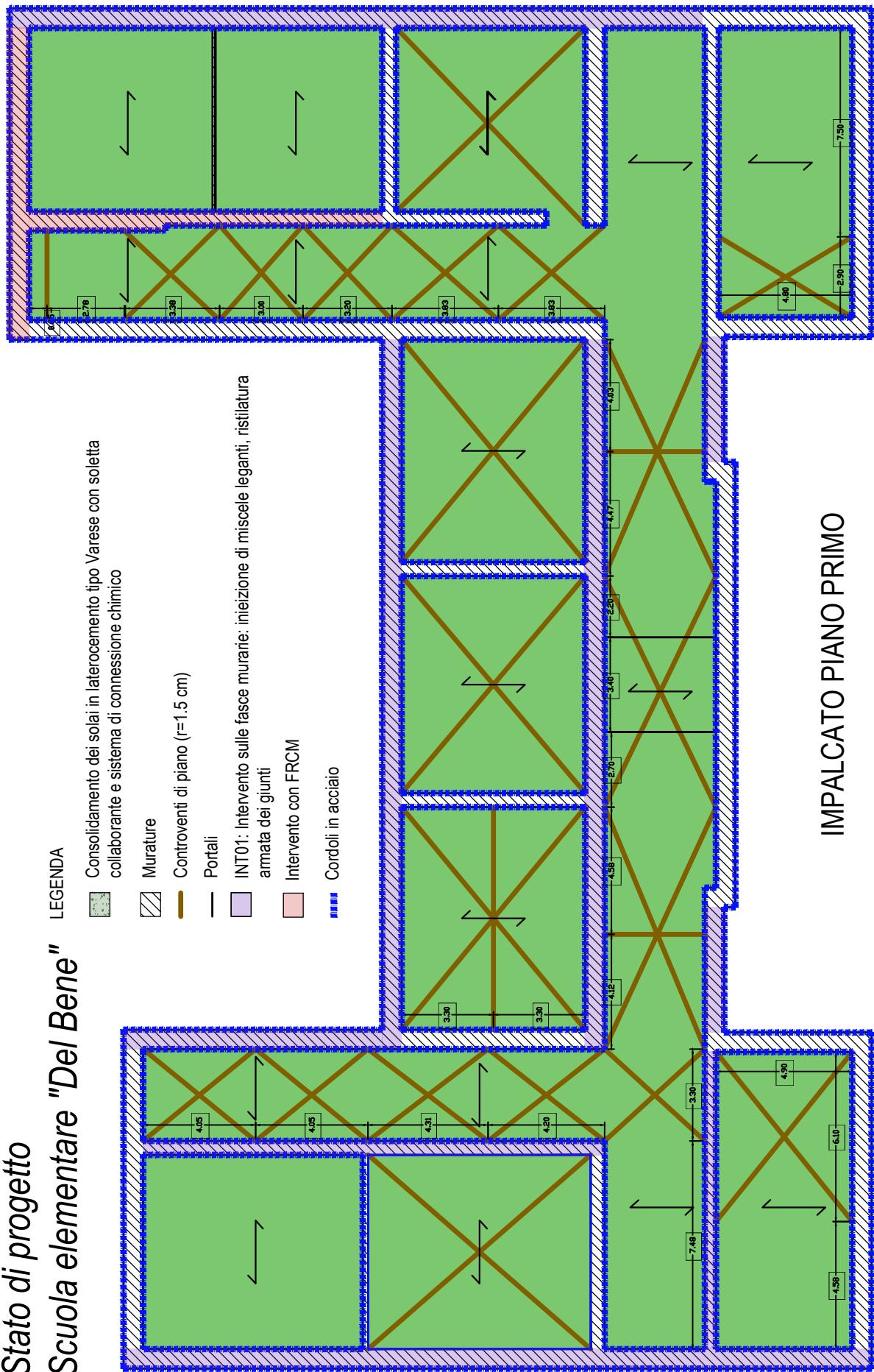
## Stato di progetto Scuola elementare "Del Bene"



# Stato di progetto Scuola elementare "Del Bene"

## LEGENDA

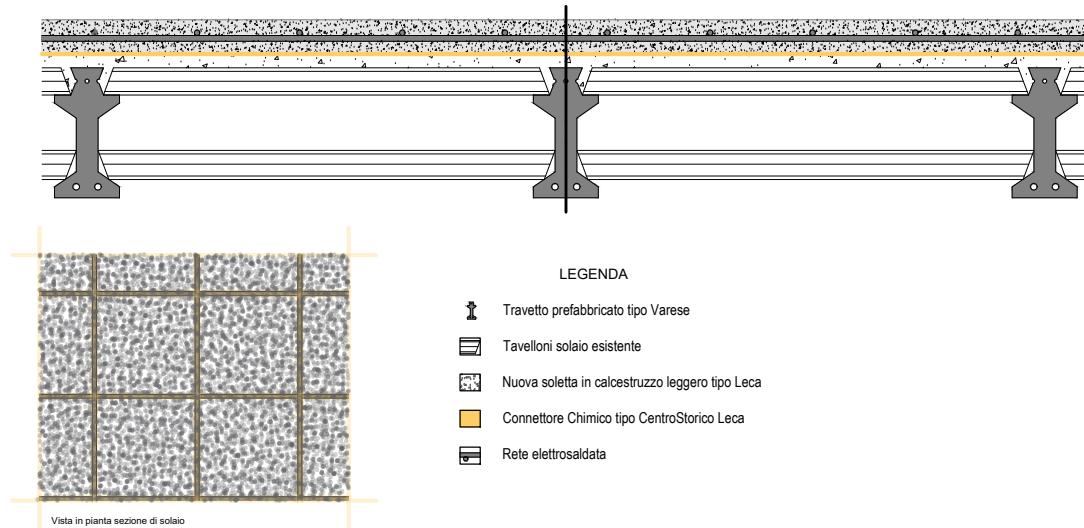
- Consolidamento dei solai in laterocemento tipo Varese con soletta collaborante e sistema di connessione chimico
- Murature
- Controventi di piano ( $t=1.5$  cm)
- Portali
- INT01: Intervento sulle fasce murarie: iniezione di miscele leganti, ristilatura amata dei giunti
- Intervento con FRCM
- Cordoli in acciaio



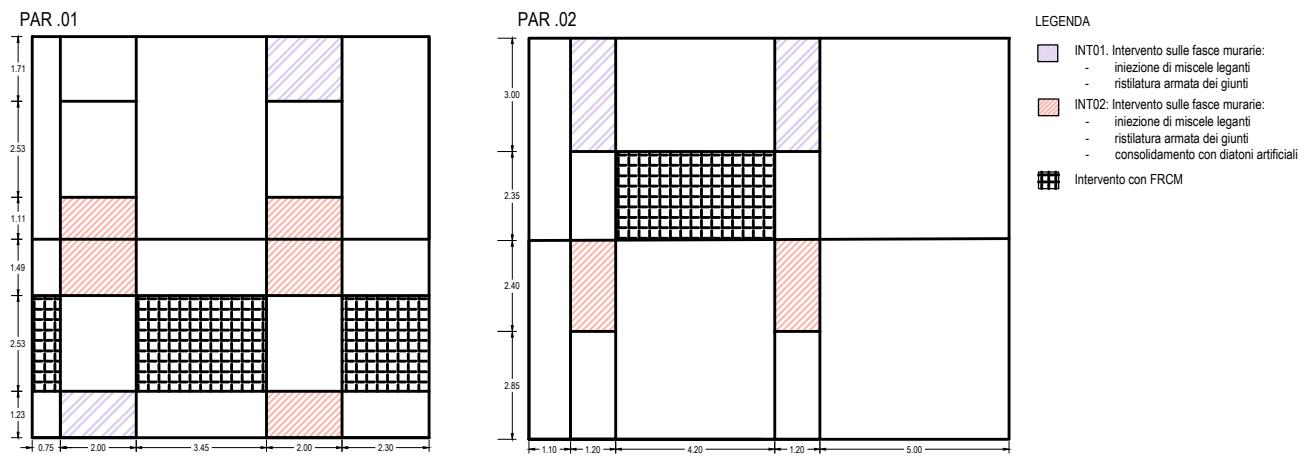
# Particolari costruttivi - Stato di progetto

## Scuola elementare "Del Bene"

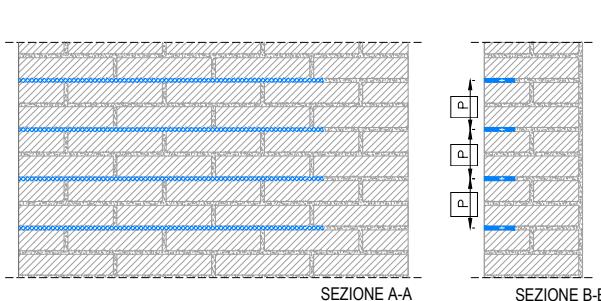
Consolidamento dei solai in laterocemento tipo Varese con soletta collaborante e sistema di connessione chimico



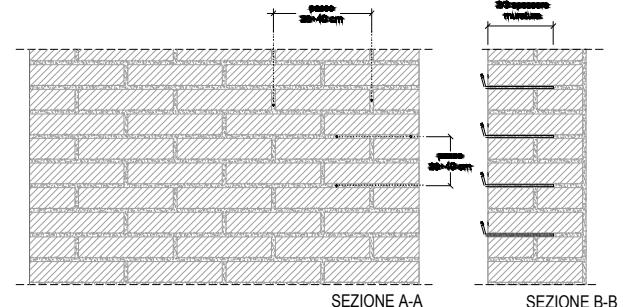
### Interventi locali sui maschi e sulle fasce murarie



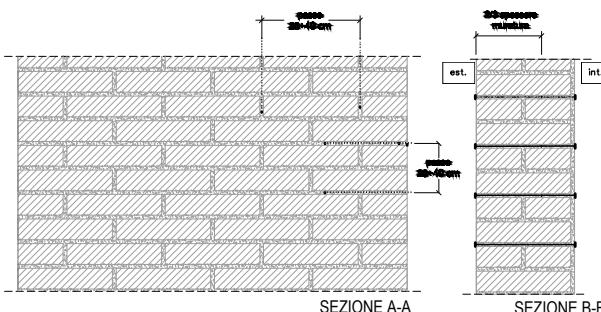
### Ristilatura armata dei giunti



### Iniezione di miscele leganti



### Inserimento di diatoni artificiali



### FRCM

