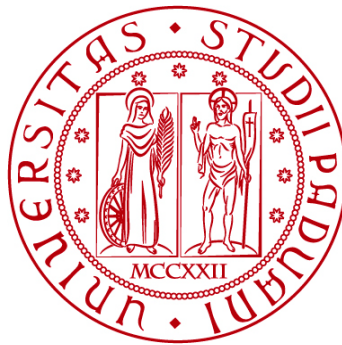


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

**VALUTAZIONE E MIGLIORAMENTO DEL
COMPORTAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO
BONIN-LONGARE**

Relatore:

PROF. ROBERTO SCOTTA

Laureando:

DANIELE GIANESIN

1237200

ANNO ACCADEMICO 2021-2022

INDICE

Bibliografia e sitografia	5
Didascalia delle figure	7
1. Introduzione.....	13
2. Riferimenti normativi	15
3. Inquadramento generale della struttura	16
3.1 Sito di localizzazione e generalità della struttura	16
3.2 Origini e trasformazione dell'opera nel tempo.....	18
4. Rilievo geometrico della struttura	25
5. Livello di conoscenza della struttura	29
6. Caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti.....	33
7. Azioni sulla costruzione – Stato di fatto.....	37
7.1 Combinazioni delle azioni	37
7.2 Analisi dei carichi.....	39
7.3 Carico vento.....	41
7.4 Carico neve	46
7.5 Analisi dell'azione sismica.....	49
7.6 Aspetti geometrici della struttura	59
8. Analisi statica e sismica dell'edificio nel suo stato di fatto.....	61
8.1 Modello Midas Gen	61
8.2 Analisi statica	67
8.3 Analisi sismica.....	78
8.4 Analisi sismica: verifica globale.....	97
9. Elencazione delle vulnerabilità statiche e sismiche della struttura.....	101
9.1 Vulnerabilità alle azioni gravitazionali	101
9.2 Vulnerabilità alle azioni sismiche	102

10. Proposta degli interventi di adeguamento statico e sismico	105
11. Progetto degli interventi	115
11.1 Aggiornamento del modello Midas Gen	115
11.2 Analisi statica	120
11.3 Analisi sismica.....	134
11.4 Verifiche sismiche globali	147
12. La realizzazione degli interventi proposti	149
12.1 Sistema di fondazioni	149
12.2 Solaio piano terra.....	152
12.3 Consolidamento murature.....	154
12.4 Solaio in latero cemento	155
12.5 Solaio in legno	157
12.6 Vani esterni.....	158
13. Conclusioni.....	161
Ringraziamenti	162

Bibliografia e sitografia

- D.M. 17 gennaio 2018 – “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare 21 febbraio 2019, n.7 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- “Seismic behaviour of masonry buildings with timber diaphragms” di M. Mirra (2021);
- “Linea guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni”, Circ. MI.B.A.C n°26 del 2 dicembre 2010;
- “Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi”, L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli, RELUIS;
- Tesi di laurea “Progetto e verifica di vulnerabilità sismica di un edificio in muratura ordinaria portante” Dott. Michele Altilia – anno 2012-2013;
- “c-Sisma 3.0 PRO Procedura automatica per il calcolo e la verifica di meccanismi di pareti in muratura” C. Modena, M.R. Valluzzi, M. Zenere;
- “Scheda tecnica del sistema per il rinforzo strutturale FIBREBUILD FRM” fibrenet.it;
- Cspfea.net;
- “Simulazione interventi di rinforzo per edifici in muratura con Midas Gen” <https://www.youtube.com/watch?v=ummDw8JyL1A&t=1807s>.

Didascalia delle figure

Figura 1 - Vista aerea - Google Maps.....	16
Figura 2 - Localizzazione Palazzo Bonin-Longare	17
Figura 3 – Rilievo pianta Piano terra.....	25
Figura 4 - Rilievo soffitto Piano terra.....	26
Figura 5 - Rilievo pianta Piano primo	26
Figura 6 - Rilievo soffitto Piano primo	26
Figura 7 - Rilievo Pianta copertura	26
Figura 8 - Rilievo Sez. 01-01.....	27
Figura 9 - Rilievo Sez. 02-02.....	27
Figura 10 - Rilievo Sez. 03-03 e Rilievo Sez. 05-05.....	28
Figura 11 - Rilievo Sez. 04-04.....	28
Figura 12 - Tabella 4.1 della Circ. MI.B.A.C n°26 del 02/12/2010.....	30
Figura 13 - Tabella C8.5.I dell'Appendice al Cap. C8 delle NTC.....	34
Figura 14 - Tabella C8.5. II della Cap. C8 delle NTC	34
Figura 15 – Valori dei coefficienti di combinazione - Tab. 2.5.I del DM 17/01/2018 ..	38
Figura 16 - Estratto dal paragrafo 3.3.1. Velocità base di riferimento del DM 17/01/2018	42
Figura 17 - Estratto dal paragrafo 3.3.2. Velocità di riferimento del DM 17/01/2018 ..	43
Figura 18 - Estratto dal paragrafo 3.3.3. Coefficiente di esposizione del DM 17/01/2018	43
Figura 19 - Classi di rugosità del terreno - Tab. 3.3.III del DM 17/01/2018	44
Figura 20 - Definizione delle categorie di esposizione - Tab. 3.3.2 del DM 17/01/2018	44
Figura 21 - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione - Tab. 3.3.II del DM 17/01/2018	44
Figura 22 - Zone di carico della neve del DM 17/01/2018	46
Figura 23 - Valori di C_E per diverse classi di esposizione - Tab. 3.4.I del DM 17/01/2018	47
Figura 24 - Valori del coefficiente di forma - Tab. 3.4.II del DM 17/01/2018.....	47
Figura 25 - Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzione - Tab. 2.4.I del DM 17/01/2018	49

Figura 26 - Estratto dal paragrafo 2.4.2. Classi d'uso del DM 17/01/2018.....	49
Figura 27 - Valori del coefficiente d'uso C_u - Tab. 2.4.I del DM 17/01/2018.....	50
Figura 28 - Valori dei coefficienti di combinazione - Tab. 2.5.I del DM 17/01/2018...	50
Figura 29 - Valori dei parametri per i periodi di ritorno – Consiglio Superiore dei lavori Pubblici.....	51
Figura 30 - Parametri di riferimento per la definizione delle forme spettrali - Consiglio Superiore dei lavori Pubblici.....	51
Figura 31 - Spettri di risposta per i diversi stati limite - Consiglio Superiore dei lavori Pubblici.....	52
Figura 32 - Categorie di sottosuolo - Tab. 3.2.II del DM 17/01/2018	53
Figura 33 - Valori dei coefficienti di amplificazione topografica S_T - Tab. 3.2.V del DM 17/01/2018.....	54
Figura 34 - Categorie topografiche - Tab. 3.2.III del DM 17/01/2018.....	53
Figura 35 - Estratto dal paragrafo 7.3.1. Analisi Lineare del DM 17/01/2018	54
Figura 36 – Valori del fattore q_0 - Tab. 7.3.II del DM 17/01/2018	55
Figura 37 - Estratto dal paragrafo 3.2.3.2.1. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali del DM 17/01/2018.....	56
Figura 38 - Espressioni di S_S e di C_C - Tab. 3.2.IV del DM 17/01/2018	56
Figura 39 - Spettri di risposta elastici in riferimento a SLD – Consiglio Superiore dei lavori Pubblici	58
Figura 40 – Modello numerico - Midas Gen.....	61
Figura 41 - Definizione dei materiali - Midas gen	62
Figura 42 - Definizione delle fondazioni - Midas Gen.....	63
Figura 43 - Definizione del peso proprio - Midas gen	63
Figura 44 - Carichi in copertura - Midas Gen	64
Figura 45 - Definizione dei solai infinitamente rigidi - Midas Gen	64
Figura 46 - Definizione dei Carichi sui solai - Midas Gen.....	65
Figura 47 - Spostamento in direzione X – combinazione n° 1	67
Figura 48 - Spostamento in direzione Y – combinazione n° 1	68
Figura 49 - Spostamento in direzione Z – combinazione n° 1	68
Figura 50 - Stato di tensioni X-X – Combinazione n° 1	69
Figura 51 - Stato di tensioni Y-Y – Combinazione n° 1	69
Figura 52 - Stato di tensioni Z-Z – Combinazione n° 1	70

Figura 53 - Stato di tensione di taglio X-Y – Combinazione n° 1	70
Figura 54 - Stato di tensione di taglio Y-X – Combinazione n° 1	70
Figura 55 - Sondaggio solai in latero-cemento -Piano Primo	71
Figura 56 – Verifica a flessione - VCASLU	73
Figura 57 - Meccanismo parete singola a ribaltamento semplice	82
Figura 58 - Meccanismo parete singola a ribaltamento semplice	85
Figura 59 - Meccanismo parete a due piani a ribaltamento semplice	88
Figura 60 - Meccanismo parete singola a ribaltamento semplice con tirante	90
Figura 61 – Parete soggetta a flessione verticale fuori piano – Midas Gen	93
Figura 62 - Meccanismo di una parete singola a pressoflessione fuori piano.....	94
Figura 63 - Stralcio dell'intervento di fondazione con platea in c.a. e muricci in laterizio	106
Figura 64 - Stalcio della nuova fondazione a platea del vano tecnico	106
Figura 65 - Stalcio dell'intervento di consolidamento del solaio in latero-cemento – Piano primo.....	108
Figura 66 - Dettaglio di una barra di inghisaggio nella muratura esistente – Piano primo	108
Figura 67 - Dettaglio di collegamento delle travi in acciaio per il consolidamento del solaio in legno - Piano Primo	109
Figura 68 - Dettaglio della trave in acciaio e rinforzo dei muri esistenti - Piano primo	110
Figura 69 - Stalcio dei rinforzi in copertura	111
Figura 71 - Stato di conservazione del puntone di una capriata - Copertura.....	112
Figura 70 - Arcarecci di copertura.....	112
Figura 72 - Stato di conservazione di un collegamento catena-puntone della capriata - Copertura	113
Figura 73 - Stato di conservazione della testa di una trave - Copertura.....	113
Figura 74 - Stato di marcescenza di una porzione di capriata - Copertura.....	113
Figura 75 - Stralcio della pianta del Vano tecnico	114
Figura 76 - Stralcio della pianta del Vano bagni.....	114
Figura 77 - Verifica a flessione - VCASLU	122
Figura 78 - Modello numerico solaio in legno - Midas Gen	124
Figura 79 - Diagramma del momento flettente - Combinazione SLU	124

Figura 80 - Diagramma dello sforzo di taglio - Combinazione SLU	124
Figura 81 - Diagramma dello sforzo normale - Combinazione SLU	125
Figura 82 - Tensioni efficaci - Combinazione SLU	125
Figura 83 - Tensioni sulle travi lignee - Combinazione SLU.....	126
Figura 84 - Spostamento in Z - Sovraccarico	127
Figura 85 - Modello della copertura - Midas Gen.....	128
Figura 86 - Diagramma del momento flettente - Combinazione SLU	128
Figura 87 - Diagramma dello sforzo di taglio - Combinazione SLU	129
Figura 88 - Diagramma dello sforzo di normale - Combinazione SLU	129
Figura 89 - Tensioni efficaci - Combinazione SLU	131
Figura 90 - Diagramma momento flettente – Combinazione SLU	132
Figura 91 – Diagramma dello sforzo di taglio – Combinazione SLU.....	132
Figura 92 - Spostamento in direzion Z	133
Figura 93 - Schermata relativa all'inserimento dello spettro di risposta – Midas Gen	138
Figura 94 - Schermata relativa alla scelta del tipo di combinazioni e del numero di modi - Midas Gen	138
Figura 95 - Tabella Modi di vibrare - Midas Gen	140
Figura 96 - 1° modo di vibrare	141
Figura 97 - 2° modo di vibrare	142
Figura 98 - 3° modo di vibrare	142
Figura 99 - Resistenza proposta per la resistenza in configurazione - FIBREBUILD.	144
Figura 100 - Schema tirante-puntone che simula le sollecitazioni in una maglia della rete inglobata nell'intonaco - FIBREBUILD	144
Figura 101 – Valori del coefficiente ξ di incremento della rigidezza per il rinforzo - FIBREBUILD.....	146
Figura 102 - Demolizione dell'impalcato e rimozione dei muricci – Piano terra.....	149
Figura 103 - Demolizione dei muricci di fondazione con mini-escavatore – Piano terra	149
Figura 104 - Ferri d'armatura nel corridoio vano scale	150
Figura 105 - Ferri d'armatura per il rinforzo della fondazione esistente	150
Figura 106 - Dettaglio dell'armatura del cordolo di collegamento nella fondazione ...	150
Figura 107 - Posa di armature e maglie elettrosaldate nella platea di fondazione	150
Figura 108 - Getto della platea di fondazione	151

Figura 109 - Livellamento della platea di fondazione.....	151
Figura 110 - Getto delle guance in c.a. per il sostegno dell'impalcato in laterizio - Piano terra.....	151
Figura 111 - Posa di tavellonato in laterizio - Piano terra.....	152
Figura 112 - Riposizionamento dei muricci in laterizio precedentemente rimossi	152
Figura 113 – Solaio in tavellonato di laterizio con maglie elettrosaldate nell'aula centrale – Piano terra.....	153
Figura 114 - Solaio in tavellonato nel corridoio lato Nord.....	153
Figura 115 - Livellatura della cappa in calcestruzzo - Piano terra	154
Figura 116 - Getto della cappa in calcestruzzo sopra tavellonato in laterizio - Piano terra	154
Figura 117 - Scasso di mattoni pieni per l'intervento di consolidamento delle murature	154
Figura 118 - Consolidamento delle murature - Piano terra	154
Figura 119 - Rinforzo del muro di spina mediante aggiunta di mattoni a una testa - Piano primo.....	155
Figura 120 - Posizionamento delle travi HEB200 nel solaio in legno - Piano primo ..	155
Figura 121 - Fissaggio della trave HEB 200 alla trave HEB 220 sovrastante - Piano Primo	156
Figura 122 - Consolidamento del solaio in legno - Piano primo.....	156
Figura 123 - Collegamento mediante nastro forato delle travi in legno tra aula centrale e corridoio - Piano primo	Errore. Il segnalibro non è definito.
Figura 124 - Demolizione dei vani esterni - Stato di fatto	158
Figura 125 - Platea in c.a. del locale tecnico	159
Figura 126 - Solaio in latero-cemento su muratura in mattoni forati - Vano tecnico ..	159
Figura 127 - Ferri di armatura per cordolo in c.a. al primo piano - Vano tecnico	159

1. Introduzione

La numerosa presenza di edifici storici in muratura sul territorio nazionale ha portato, soprattutto negli ultimi anni, ad interventi di ristrutturazione e riqualificazione sismica. Le opere eseguite nel corso degli anni, hanno avuto come obiettivo il consolidamento statico delle strutture per rendere idonee a resistere in sicurezza ai carichi statici indotti dalle nuove destinazioni d'uso a cui gli edifici sono stati assoggettati. In seguito agli eventi sismici che hanno colpito alcune regioni del nostro paese negli ultimi anni è diventato sempre più attuale il tema del miglioramento sismico degli edifici esistenti.

L'analisi del comportamento strutturale, si dovrà far riferimento, dal punto di vista normativo, alle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, nella quale si deve prestare grande attenzione sul capitolo 7 "Progettazione per azioni sismiche" e il capitolo 8 "Costruzioni esistenti". In quest'ultimo capitolo si è posto fondamentale interesse nella valutazione e conoscenza della struttura, il quale studio può aumentare significativamente le verifiche di sicurezza e l'efficacia del progetto degli interventi, classificandoli sia per azioni statiche sia per azioni sismiche.

Per far ciò sono state condotte delle verifiche agli stati limite per gli elementi strutturali e un'analisi statica lineari utilizzando il software agli elementi finiti Midas Gen.

Il lavoro di tesi di seguito esposto è stato possibile realizzarlo grazie ad un periodo di stage presso l'impresa di costruzioni Maroso Ivo Enzo S.R.L, la quale mi è stata proposta e consigliata dal mio relatore Roberto Scotta. In questo periodo ho potuto interfacciarmi direttamente con l'intero processo di restauro di un'opera edilizia, collaborando per la fase di progettazione con lo studio "TreErre" del professor Ing. Roberto Scotta e successivamente lavorando con l'impresa per seguire direttamente la fase esecutiva di realizzazione degli interventi progettati.

All'interno dell'elaborato vengono quindi affrontati tali temi: l'analisi del comportamento della struttura dal punto di vista statico e sismico, l'esposizione delle proposte e le verifiche degli interventi di consolidamento e miglioramento della struttura e infine la documentazione dei processi di esecuzione degli interventi svolti in cantiere.

2. Riferimenti normativi

Gli edifici in muratura devono essere realizzati nel rispetto delle normative attualmente vigenti ovvero le NTC 2018. Tali norme riguardano tutte le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali, nonché i relativi controlli di produzione e accettazione in cantiere. Le valutazioni dei livelli di sicurezza statica e sismica della costruzione allo stato attuale, il progetto degli interventi di miglioramento-adequamento strutturale e le relative verifiche di sicurezza della costruzione sono state sviluppate secondo i seguenti riferimenti normativi:

A. Leggi quadro:

Legge 5 Novembre 1971, n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";

Legge 2 Febbraio 1974, n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380: "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia".

B. Decreti attuativi:

Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»", nel seguito richiamato con la denominazione NTC 2018.

C. Circolari ministeriali:

Circ. Min. delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617: "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 14/01/2008";

Circ. Min. per i Beni e le Attività Culturali 2 dicembre 2010, n. 26: "Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale";

Circ. Min. 21 gennaio 2019, n. 7 / C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018".

3. Inquadramento generale della struttura

La descrizione dell'opera in esame avviene in accordo con le fasi del "Percorso della conoscenza" proposte dalle Linee Guida delle NTC. Questo risulta una condizione necessaria, soprattutto per gli edifici storici, affinché si abbia un modello coerente con la realtà che permetta di ottenere un'attendibile valutazione della sicurezza sismica attuale.

3.1 Sito di localizzazione e generalità della struttura

Il palazzo Bonin Longare sorge nel 1929 a Quinto Vicentino, un piccolo comune di 5796 abitanti posizionato nella zona nord-est della provincia di Vicenza, in Veneto. Il sito dell'edificio ha una altitudine sul livello del mare di 37m e dista circa 60 km dalla costa. Le coordinate geografiche sono: 45.573544; 11.625114.



Figura 1 - Vista aerea - Google Maps

L'edificio, situato a nord di piazza IV Novembre, ha il suo accesso principale di fronte a palazzo Thiene, opera di Andrea Palladio e sede attuale del municipio.

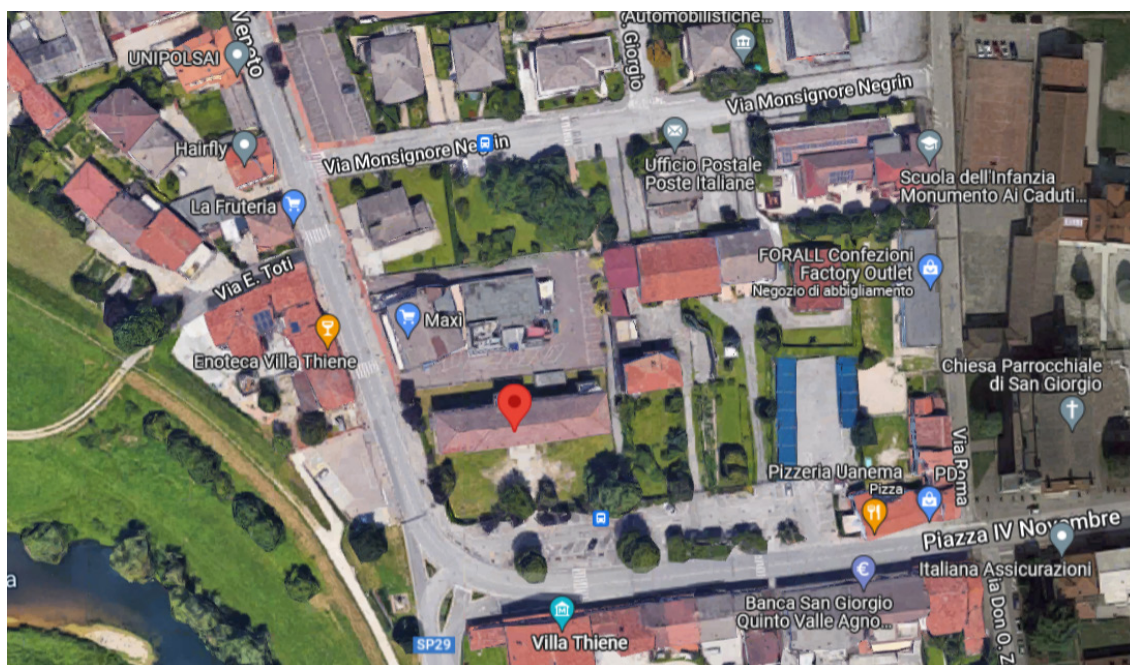


Figura 2 - Localizzazione Palazzo Bonin-Longare

Con l'edificio inutilizzato, il comune di Quinto si è posto l'obiettivo di riqualificarlo e di conferirgli un nuovo utilizzo a servizio dei cittadini del comune, destinando gli spazi esistenti in ambulatori medici, biblioteca, e aule polifunzionali.

L'edificio è stato costruito in due periodi diversi: nel 1929 è stato edificato il corpo centrale di lunghezza di circa 29 m e di larghezza di 11 m e comprendeva due grandi aule per singolo piano, in direzione sud, e un corridoio per piano nella parte a nord. Successivamente, nel 1956/59 l'edificio è stato ampliato con la costruzione di due ali laterali, simmetriche rispetto l'asse trasversale del corpo principale, di lunghezza di circa 9 m e una larghezza, inferiore rispetto al corpo centrale di circa 10 m. In questi nuovi fabbricati è stata inserita un'aula per ciascun piano, ed è stato allungato il corridoio già presente del corpo principale.

I due piani sono stati messi in comunicazione grazie a due vani scale posizionati ad est e ovest del corpo centrale e i due vani occupano una larghezza di circa 3 m per una lunghezza corrispondente alla larghezza delle aule.

La struttura portante dell'intero edificio è costruita in parete in muratura, con un solaio al piano terra in tavellonato di laterizio poggiante su muricci in mattoni pieni; i solai al piano primo si distinguono tra le due zone costruite in diversi periodi: nella zona centrale troviamo un solaio in tavolato in legno sorretto da travi in legno uso trieste, nella zona delle ali laterali troviamo un solaio in latero-cemento. La copertura è a padiglione composta da una struttura lignea comprendente travi, le quali fungono anche per sostegno della soffittatura in laterizio non praticabile, capriate e diagonali di falda. Il manto di copertura è composto da tavolato in legno con tavelle di laterizio e finitura con tegole di cemento.

3.2 Origini e trasformazione dell'opera nel tempo

3.2.1 Costruzione originaria del 1929

Come descritto nel paragrafo precedente, la struttura è stata costruita, in prima parte, nel 1929, edificando il corpo centrale costituito da pareti portanti in muratura, il solaio al piano terra in tavolato di laterizio con cappa in conglomerato cementizio, poggiante su muricci in mattoni pieni, il solaio al piano primo in tavolato e travi in legno e copertura non spingente in legno con capriate e travi in legno.

Nel dettaglio possiamo trovare:

- **Fondazioni:** il corpo centrale è composto da fondazioni continue e di tipo superficiale. Le pareti portanti poggiano su una zoccolatura, più larga di una testa, in mattoni pieni alla quota finita $\pm 0,00$ m del solaio interno di calpestio al piano terra. La zoccolatura si estende fino alla quota $-1,20$ m dove trova riscontro in un basamento di magrone, gettato contro terra, di sezione rettangolare con spessore di $0,4$ m e sporgente rispetto la zoccolatura di circa $0,2$ m per lato.
- **Muricci:** nelle zone interne del fabbricato sono presenti dei muricci in mattoni pieni a una testa con funzione di sostegno e aerazione del tavolato al piano terra

in tavolato in laterizio e cappa in conglomerato cementizio. I muricci hanno interasse $1 \div 1,1$ m e sono impostati sul terreno alla quota di -1,20 m.

- Pareti portanti: in tutto il perimetro del corpo centrale si elevano, fino al cordolo di gronda, le pareti portanti a tre teste in mattoni pieni poggianti sulla zoccolatura descritta precedentemente. Le pareti trasversali interne dei vani scala a una testa, le quali dividono il vano scala con una delle aule centrali, e le pareti centrali ad una testa al piano primo, le quali si estendono come timpano fino alla copertura, con funzione di sostegno della trave di colmo e degli arcarecci. Le pareti longitudinali di spina, che dividono le aule a sud con il corridoio a nord si estendono con spessore a due teste dal piano terra fino al solaio di primo piano; invece, con spessore di una sola testa, la parete si sviluppa dal solaio di primo piano fino alla quota della soffittatura in laterizio.
- Solaio Piano Terra: il solaio di calpestio al piano terra, rialzato rispetto il piano campagna di +0,60 m con una quota finita di $\pm 0,00$ m è costituito da tavelloni in laterizio poggianti direttamente sui muricci, consolidato da una cappa in conglomerato cementizio di circa 5 cm.
- Solaio Piano Primo: il solaio di calpestio del Primo Piano è ad una quota finita di circa 4,95 m, composto da travi in legno ordite trasversalmente rispetto la direzione principale dell'edificio, da tavolato in legno, massetto di sottofondo, finitura in piastrelle di cemento e graniglia di marmo.

Le travi sono squadrate con smusso, ad uso Trieste. In corrispondenza delle aule, lato sud, sono presenti delle travi con sezione media di 17 x 22 cm, nella campata maggiore, le quali penetrano per circa 25 cm in delle nicchie sulla parete portante perimetrale e si appoggiano al muro di spina per l'intero spesso delle due teste. In corrispondenza del corridoio a lato nord, invece, troviamo delle travi di sezione 13 x 16 cm, le quali penetrano per circa 25 cm in delle nicchie nella parete portante a nord e si appoggiano per l'intero spessore nel muro di spina. Entrambi i tipi di trave hanno un interasse di circa 50 cm.

Ad esse è appeso, tramite un filo di ferro annegato nella malta, un controsoffitto, tipo Perret, di tavelline forate con finitura ad intonaco nell'intradosso.

- Soffittatura: alla quota di 7,90 m circa, è presente un leggero impalcato non praticabile, con scopo di controsoffittatura, dello stesso tipo di quella al piano inferiore. Il controsoffitto, tipo Perret, è anch'esso sospeso alle travi di legno di

sezione ridotta con luce di circa 3 m e interasse di 1 m. In corrispondenza della zona del corridoio, le travi poggiano nella parete perimetrale a tre teste e nella parete di spina. Nei vani scale e nell'ex aula insegnanti appoggiano sulle pareti trasversali interne. Invece, nelle aule più grandi, le travi sono ordite in due direzioni: le travi secondarie, simili a quelle delle zone precedenti, sono ordite longitudinalmente e danno sostegno alla controsoffittatura; le travi principali, le quali sostengono le travi secondarie, sono ordite in direzione trasversale e poggiano sulla parete portante perimetrale, lato sud, e sul muro di spina. A loro volta, le travi principali sono collegate alle catene delle capriate tramite listelli in legno chiodati sui lati delle travi.

- Copertura: nella parte più in sommità del fabbricato si sviluppa la copertura a padiglione a quattro falde, con cornicione di gronda perimetrale e manto in coppi. La copertura è composta principalmente da travi in legno ordite trasversalmente, quattro capriate in legno e delle diagonali di displuvio per formare le falde di testata est ed ovest. Le capriate lignee si appoggiano alle pareti portanti perimetrali a livello della cornice di gronda, con una luce di circa 10 m. In aggiunta, a sostegno della copertura, sono presenti due timpani in muratura nella parte centrale, proveniente dalle fondazioni, dalle pareti d'ambito dell'atrio del piano terra e delle pareti della sala insegnanti al primo piano. Questi timpani non si estendono per le due intere falde, ma si interrompono nel tratto inferiore della falda nord e vengono completati con due travi di falda appoggiate al bordo del timpano e nel cordolo di gronda.

A sostegno del manto di copertura, è presente un'orditura di secondo ordine, composta dagli arcarecci orizzontali di falda e dalla trave di colmo, distribuiti con un interasse di circa 1 m. In appoggio sono posizionate un'altra orditura di terzo ordine (correntini) distribuiti con interasse di 50 cm, portanti il tavolato in laterizio e il manto in coppi di laterizio.

- Vani scala: nella zona laterale del corpo centrale sono presenti due vani scala che collegano il piano terra al piano primo. La larghezza del vano conta circa 3 m e si sviluppa in lunghezza nella medesima misura della larghezza delle aule principali. Le scale sono composte da due rampe con ciascuna 15 alzate e un pianerottolo intermedio, con gradini in graniglia di cemento, insistenti su travi cosciali di legno.

- Vano esterno centrale: nel lato nord dell'edificio è presente un corpo esterno addossato alla parete portante con estensione fino alla copertura, comunicante con il corridoio. I solai sono alla stessa quota di quelli del corpo principale.

3.2.1 Intervento di ampliamento del 1956 - 1958

Trascorsi circa 30 anni dalla costruzione del fabbricato principale, nel 1956 sono cominciati i lavori di ampliamento. L'intervento verteva nell'aggiunta di due ali nella zona est e ovest dell'edificio, aggiungendo, quindi, altre quattro aule. I due nuovi corpi hanno una dimensione di circa 9 m di lunghezza e una larghezza inferiore di 0,65 m circa rispetto al corpo primitivo, nel lato sud.

Entrambe le ali hanno una conformazione strutturale analoga a quella del corpo originario: le fondazioni continue e superficiali con sistema di muricci in mattoni per sostegno dell'impalcato in tavelloni al piano terra, le pareti sono in muratura, presenza di un solaio intermedio, soffittatura leggera, tipo Perret, una copertura a padiglione non spingente e una parete di spina, allineata con quella già esistente, per la separazione tra aule e corridoio.

Se dal punto di vista geometrico si può ritenere simile al corpo principale, non si può dire lo stesso per quanto riguarda le caratteristiche costruttive degli elementi strutturali sopra elencati. Di seguito sono esposte le principali differenze tra corpo principale e le ali laterali.

- Fondazioni: la zoccolatura di fondazione, su cui poggiano le pareti dell'edificio, a differenza di quella nel corpo centrale in mattoni pieni, nelle ali sono state costruite con diversi materiali. Nell'ala ovest è in calcestruzzo non armato e nell'ala est è in pietra grossolana, con una grande percentuale di vuoti e non legata.
- Pareti portanti: le pareti perimetrali dei nuovi fabbricati non sono stati costruiti in mattoni pieni come nel corpo principale, ma in muratura di pietrame con malta. La parete di spina interna, che divide le aule dal corridoio, è stata costruita mantenendo il mattone pieno ma incrementando lo spessore di una testa rispetto la parete originaria nel corpo principale, sia nell'altezza del piano terra che nell'altezza del piano superiore.

- Solaio Piano Primo: una differenza sostanziale si presenta a livello dell'impalcato del primo piano. A testimonianza dell'anno di costruzione, in quel periodo si diffondeva la costruzione di solai in latero cemento, a travetti armati, alternati a blocchi di alleggerito in laterizio e getto di conglomerato cementizio di completamento. Lo spessore del solaio è pari a 20+4 cm nell'ala est, sia nella zona dell'aula sia nel corridoio; invece, nell'ala ovest lo spessore è differenziato in 20+4 cm nell'aula e in 16+4 cm nel corridoio. I travetti hanno un interasse che varia da 80 cm a 110 cm e presentano un'armatura in campata di 1Ø12+1Ø8 nel solaio dell'aula e un'armatura in campata di 1Ø8+1Ø5 nel solaio del corridoio. All'interno della cappa in conglomerato sono presenti, per tutto lo sviluppo del solaio, delle barre di diametro Ø5 con un interasse di circa 55 cm, ordite nella stessa direzione dei travetti.
- Copertura: con l'aggiunta delle nuove ali laterali, è risultato necessario modificare anche la copertura del corpo principale, con lo scopo di dare continuità a tutto il fabbricato.

Nel corpo centrale originario sono state modificate le falde trasversali nelle testate est e ovest in due falde a capanna, mantenendo le capriate e le diagonali esistenti. In quest'ultime, causa l'arretramento della parete sud di circa 0,65 cm, è stata aggiunta un'ulteriore diagonale con lo scopo di creare un nodo per l'appoggio della nuova trave di colmo necessaria per due falde nelle nuove ali laterali. Nella stessa zona, sono state prolungate le due pareti interne dei vani scale con un tratto di muratura ad una testa, ingrossata nei bordi laterali con dei pilastrini a due teste con la funzione di sostegno parziale delle diagonali di displuvio e travi centrali di falda. Infine, allo stesso modo, sono state sopraelevate a timpano le due pareti laterali del corpo principale, a sostegno della trave di colmo e per dare appoggio agli arcarecci della nuova e della già esistente copertura.

Per il tetto di entrambe le ali è stata eseguita la medesima testata di copertura dell'edificio primitivo, riproponendo gli elementi principali come le capriate e le travi diagonali di displuvio, i quali, appoggiandosi nel cornicione di gronda, danno sostegno al manto di chiusura in tegole di cemento, anziché in coppi di laterizio.

- Vani esterni: nell'intervento di recupero è stato previsto anche un ampliamento al vano esterno centrale e la costruzione di un ulteriore vano, collegato all'ala laterale est.

3.2.3 Intervento interno di riorganizzazione della sala insegnanti al Piano Primo

Successivamente all'opera di ampliamento del 1956 – 59, fu realizzato un intervento di riorganizzazione della zona centrale al Piano Primo, il quale verteva nell'eliminazione delle due pareti centrali in muratura ad una testa che dividevano le due grandi aule e la sala insegnanti, e la costruzione di una parete divisoria in muratura ad una testa nel piano di simmetria della costruzione.

La demolizione delle due pareti ha comportato l'inserimento di una trave metallica, composta da una coppia di UNP 180 in appoggio sulla parete portante sud e il muro di spina interno, con lo scopo di sostenere le due porzioni di muratura del sottotetto.

Similmente, per sostenere la nuova parete divisoria in falso sull'impalcato centrale, è risultato necessario inserire una trave HEB 220 in appoggio nella parete portante sud, in asse alla porta d'ingresso e in appoggio nella muratura di spina interna, in asse all'apertura fra l'atrio e il corridoio del Piano Terra.

4. Rilievo geometrico della struttura

Il rilievo geometrico del manufatto è lo strumento che consente di conoscere la geometria della struttura e degli elementi che la compone, gli spazi interni attraverso piante, prospetti e sezioni e permette l'individuazione dello schema strutturale resistente. Questo metodo di analisi è la base di partenza per sviluppare il processo di progettazione che porta a formulare proposte di interventi e, grazie ai rilievi che vengono esportati, è possibile costruire il modello di analisi fondamentale per conoscere il comportamento della struttura.

Il rilievo per la struttura in esame è stato effettuato tramite un laser-scanner terrestre, uno strumento in grado di acquisire le coordinate spaziali di una data porzione di territorio o della superficie di un oggetto e di estrapolare rilievi di geometrie complesse con un'elevata precisione.

Con tale operazione è stato possibile conoscere con sicurezza lo stato di fatto degli elementi della struttura, le quote d'imposta dei solai e della copertura, le pareti di ogni piano, l'area dei locali interni.

Riassumendo generalmente la geometria del manufatto, il rilievo ha confermato la conformazione rettangolare della struttura, con simmetria rispetto l'asse centrale trasversale posizionato in direzione nord, di dimensioni 49,90 x 11,20 m e si sviluppa in due piani fuori terra: il piano terra è sopraelevato di 0,60 m rispetto al piano campagna e si estende per un'altezza interna netta di circa 4,5 m, e il primo piano con altezza interna netta di 4,70 m. L'altezza totale dell'edificio, dal piano campagna all'intradosso del cornicione perimetrale di gronda è di 11,00 m, invece l'altezza fino al colmo del tetto è 13,80 m.

Di seguito si riportano i risultati del rilievo geometrico.

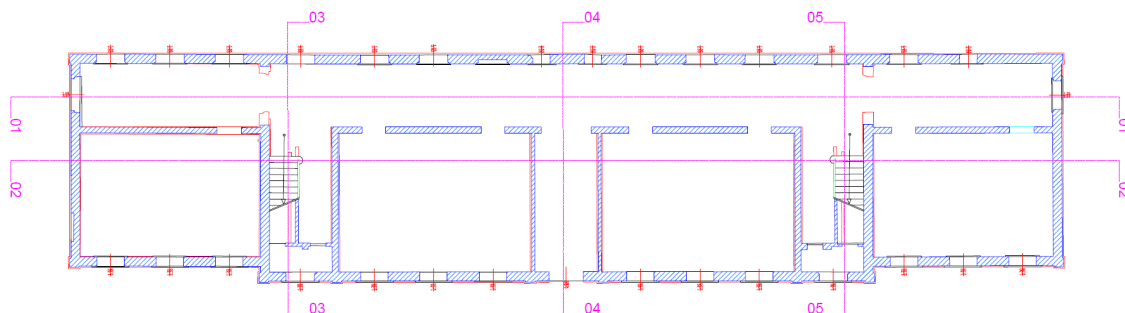


Figura 3 – Rilievo pianta Piano terra

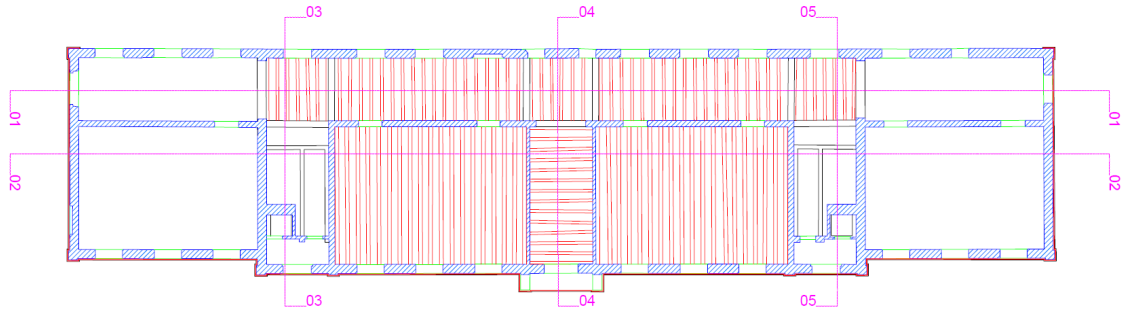


Figura 4 - Rilievo soffitto Piano terra

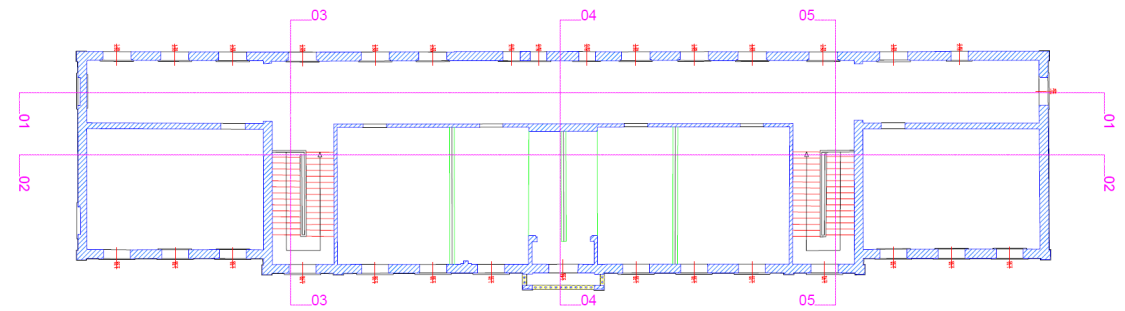


Figura 5 - Rilievo pianta Piano primo

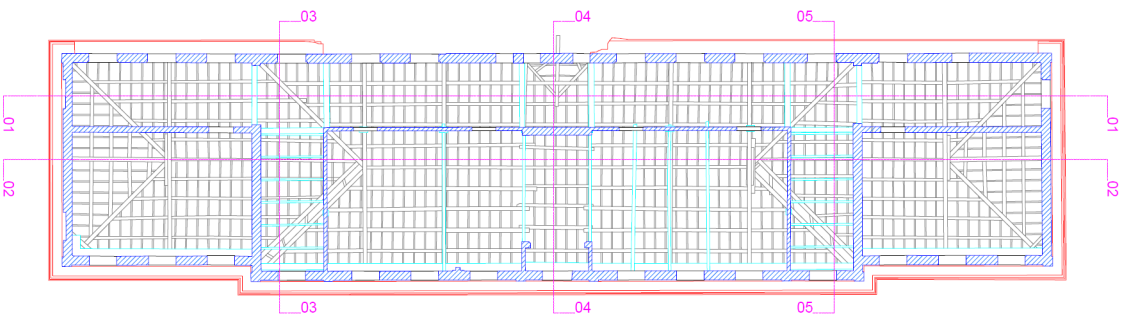


Figura 6 - Rilievo soffitto Piano primo

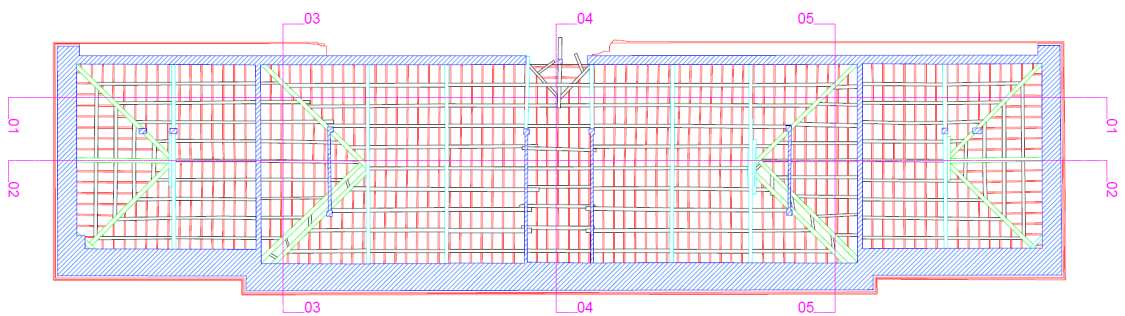


Figura 7 - Rilievo Pianta copertura

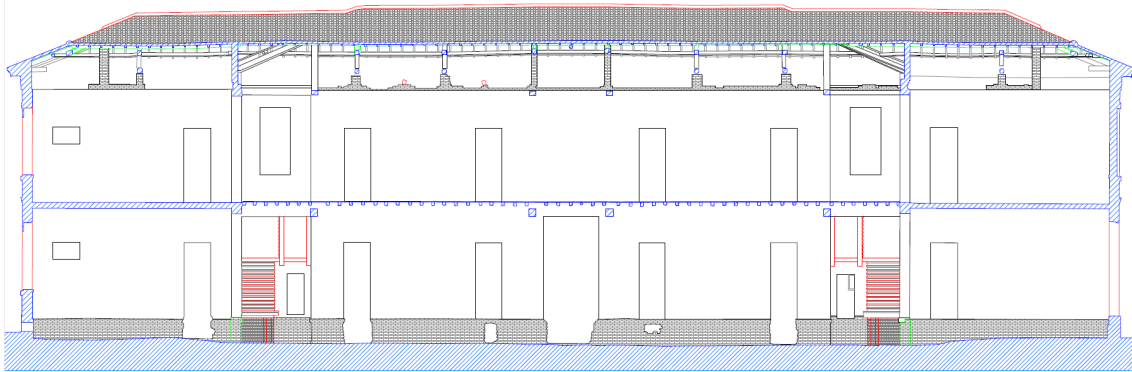


Figura 8 - Rilievo Sez. 01-01

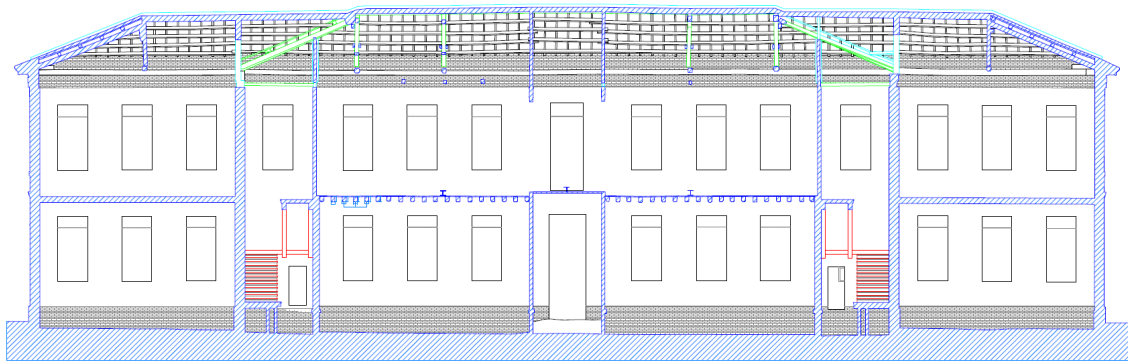


Figura 9 - Rilievo Sez. 02-02

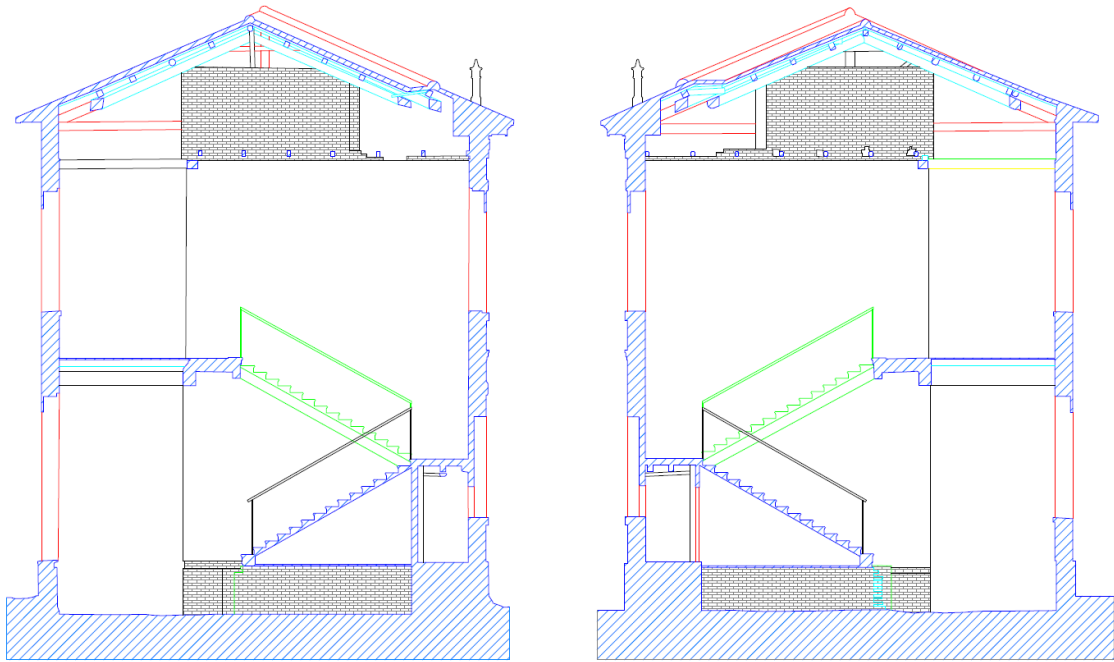


Figura 10 - Rilievo Sez. 03-03 e Rilievo Sez. 05-05

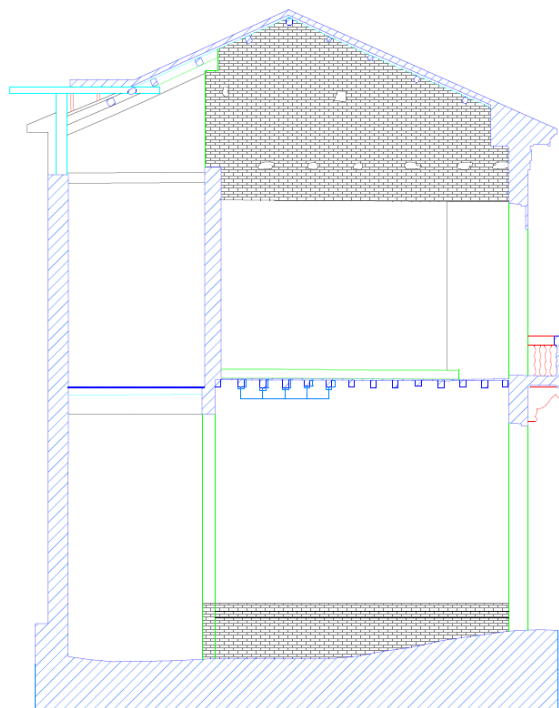


Figura 11 - Rilievo Sez. 04-04

5. Livello di conoscenza della struttura

Le strutture esistenti si distinguono da quelle di nuova progettazione per gli aspetti seguenti:

- il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;
- il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non evidenti.

Tali opere possono essere state soggette a terremoti passati o ad altre azioni accidentali i cui effetti non sono manifesti. Di conseguenza la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello delle strutture di nuova progettazione. Ciò comporta l'impiego di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza come pure metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC 1: Conoscenza limitata;
- LC 2: Conoscenza adeguata;
- LC 3: Conoscenza accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a., i collegamenti per l'acciaio, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Il fattore di confidenza è stato valutato considerando la tabella 4.1 della Circ. MI.B.A.C n°26 del 2 dicembre 2010, *“Linea guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni”*, la quale definisce quattro categorie di indagine, ciascuna delle quali riporta diversi fattori parziali di confidenza F_{ck} in base al livello di conoscenza raggiunto per le singole categorie.

Si riporta di seguito la formula per la determinazione del fattore di confidenza:

$$FC = 1 + \sum_{K=1}^4 F_{ck}$$

Rilievo geometrico	identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0.05$	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{C3} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni $F_{C4} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{C1} = 0$	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0.06$	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0.03$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) $F_{C2} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0$

Figura 12 - Tabella 4.1 della Circ. MI.B.A.C n°26 del 02/12/2010

Nel caso in esame, di seguito si riportano le diverse indagini eseguite e i rispettivi fattori parziali di confidenza:

- **RILIEVO GEOMETRICO:** sono state eseguite delle indagini limitate di tipo visivo, al momento della visita in cantiere, e saggi esplorativi per mettere alla luce la tipologia di fondazioni, i materiali utilizzati e lo stato di conservazione degli elementi strutturali.

$$F_{C1} = 0,05$$

- **IDENTIFICAZIONE DELLE SPECIFICITÀ STORICHE E COSTRUTTIVE:** la geometria è nota sulla base dei disegni reperiti ed inoltre è stata affiancata una scansione laser a nuvola di punti per un rilievo più accurato;

$$F_{C2} = 0,03$$

- PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI: sono stati eseguiti interventi di rimozione di intonaco per analizzare la muratura ed altri elementi costruttivi; sono state eseguite indagini ai fini di ricavare i parametri meccanici dei materiali.

$$F_{C1} = 0$$

- TERRENO E FONDAZIONI: sono stati reperiti dati geotecnici e sulle fondazioni.

$$F_{C1} = 0,03$$

Il Fattore di Confidenza risulta:

$$FC = 1 + \sum_{K=1}^4 (0,05 + 0,03 + 0 + 0,03) = 1,11$$

Dalle indicazioni contenute nelle NTC 2018, e alle precisazioni della circolare 21 Gennaio 2019, n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018 “il livello di conoscenza acquisito sulla struttura può essere classificato come: *LC2 - conoscenza adeguata*.

6. Caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti

Un ulteriore passaggio per la conoscenza della struttura è l'analisi dei materiali per ricavarne le caratteristiche meccaniche, fondamentale per la modellazione del comportamento strutturale e disporre le tecniche di intervento più idonee. Infatti, se il rilievo visivo consente di avere una buona conoscenza dei paramenti e del loro degrado, solo le prove strumentali permettono di conoscerne i parametri di deformabilità e resistenza.

Nel precedente capitolo, il calcolo del fattore di confidenza ha avuto lo scopo di ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali:

STRUTTURE IN MURATURA

Le caratteristiche della muratura, per il caso in esame, sono state definite da una campagna di indagine conoscitiva che ha permesso di riconoscere le seguenti tipologie di muratura:

- Muratura di mattoni pieni e malta di calce aerea a tre e due teste;
- Muratura di pietrame a spacco con buona tessitura.

Per il livello di conoscenza acquisito LC2, le NTC indicano di adottare, come valori di riferimento, i valori medi dell'intervallo min – max della Tabella C8.5.I dell'Appendice al Cap. C8 delle NTC:

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

Figura 13 - Tabella C8.5.I dell'Appendice al Cap. C8 delle NTC

Per tenere conto delle effettive caratteristiche della muratura della costruzione in esame è possibile incrementare le resistenze e rigidità di base mediante i coefficienti correttivi forniti dalla Tabella C8.5. II della Circolare

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 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 squadriati	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 14 - Tabella C8.5. II della Cap. C8 delle NTC

Nel caso di analisi lineare statica con l'impiego del coefficiente di struttura q , i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali:

- $FC = 1,2$;
- $\gamma_m = 2$

Infine, i valori dei parametri di resistenza media f_m e τ_0 e di rigidezza media longitudinale e tangenziale, E e G , adottati nelle verifiche, tenendo conto dei coefficienti correttivi sono:

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce:

$$f_{md} = \frac{f_m \cdot 1,5 \cdot 1,3}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{3450 \cdot 1,5 \cdot 1,3}{2 \cdot 1,2} = 2,803 \text{ MPa} = 2803 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0 \cdot 1,5 \cdot 1,3}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{90 \cdot 1,5 \cdot 1,3}{2 \cdot 1,2} = 0,07313 \text{ MPa} = 73,13 \text{ kN/m}^2$$

$$E = 1,500 \cdot 10^6 \cdot 1,5 = 2,25 \cdot 10^3 \text{ MPa} = 2,25 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

- Muratura di pietrame a spacco con buona tessitura:

$$f_{md} = \frac{f_m \cdot 1,3 \cdot 1,1}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{3200 \cdot 1,3 \cdot 1,1}{2 \cdot 1,2} = 1,906 \text{ MPa} = 1906 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0 \cdot 1,3 \cdot 1,1}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{65 \cdot 1,3 \cdot 1,1}{2 \cdot 1,2} = 0,03873 \text{ MPa} = 38,73 \text{ kN/m}^2$$

$$E = 1,763 \cdot 10^6 \cdot 1,3 = 2,2919 \cdot 10^3 \text{ MPa} = 2,2919 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

La classe di resistenza del calcestruzzo utilizzata per le verifiche e la costruzione del modello allo stato di fatto è C 28/35 e di seguito vengono riportati i valori principali di resistenza:

- Resistenza caratteristica a compressione cubica: $R_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 24,90 \text{ Mpa}$
- Resistenza media a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,09 \text{ Mpa}$
- Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,70 \cdot 0,30 \cdot \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} = 1,19 \text{ Mpa}$
- Resistenza a compressione di design: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{24,90}{1,5} = 16,60 \text{ Mpa}$

ACCIAIO DA ARMATURA

L'acciaio utilizzato è il tipico acciaio da armatura da inserire nel getto in CA ed è di tipologia B450c. Le caratteristiche principali sono riportate in seguito:

- Resistenza a snervamento caratteristica: $f_{yk} = 450 \text{ Mpa}$
- Resistenza a rottura: $f_{tk} = 540 \text{ Mpa}$
- Modulo elastico: $E_s = 206000 \text{ Mpa}$

- Tensione a snervamento di design: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391 \text{ Mpa}$

STRUTTURE IN LEGNO

Le strutture in legno presenti nella struttura sono in legno massiccio, considerato classe C24, con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza a flessione: $f_{m,k} = 24 \text{ Mpa}$
- Resistenza a compressione perpendicolare alle fibre: $f_{c,90,k} \geq 2,5 \text{ Mpa}$
- Modulo elastico medio parallelo alle fibre: $E_{0,medio} \geq 11000 \text{ Mpa}$
- Modulo di taglio medio: $G_{0,medio} \geq 690 \text{ Mpa}$
- Massa volumetrica caratteristica: $\rho_k = 500 \text{ kg/m}^3$

7. Azioni sulla costruzione – Stato di fatto

Secondo le Normative Tecniche sulle Costruzioni 2018 le azioni sulla costruzione si possono classificare nel modo seguente:

- permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
- variabili (Q), azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agisce con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- sismiche (E), azioni derivanti dai terremoti.

7.1 Combinazioni delle azioni

Le combinazioni di calcolo delle azioni sono quelle indicate nelle Normative Tecniche delle Costruzioni 2018, in particolare si definiscono le combinazioni:

- Combinazione fondamentale, per gli stati limite ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot G_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot G_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot G_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot G_{k1} + \Psi_{22} \cdot G_{k2} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot G_{kj}$$

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 15 – Valori dei coefficienti di combinazione - Tab. 2.5.I del DM 17/01/2018

7.2 Analisi dei carichi

I carichi agenti sulla costruzione, i cui effetti sono da combinare secondo la combinazione fondamentale come riportato nel precedente paragrafo, sono valutati qui di seguito, distinguendoli per tipologia di solaio.

CARICHI SUI SOLAI

Solaio ligneo Sala biblioteca – Primo piano

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Travi lignee 17x23 cm i = 50 cm		0,41
Tavolato sp. 30 mm		0,15
Totale		0,56
<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	
Massetto sabbia-cemento sp. 50 mm		1,00
Massetto alleggerito sp. 70 mm		0,60
Piastrelle sp. 20 mm		0,40
Anti-calpestio		0,20
Controsoffitto		0,30
Totale		2,50
<u>ACCIDENTALE</u>	q	6,00

Solaio ligneo Corridoio – Primo piano

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Travi lignee 13x16 cm i = 50cm		0,22
Tavolato sp. 30 mm		0,15
Totale		0,38

<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	
Massetto sabbia-cemento sp. 50 mm		1,00
Massetto alleggerito sp. 70 mm		0,60
Piastrelle sp. 20 mm		0,40
Anti-calpestio		0,20
Controsoffitto		0,30
Totale		2,50
<u>ACCIDENTALE</u>	q	4,00

Solaio latero cemento Ali esterne – Primo piano

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Solaio laterocemento h=20+5 cm		3,20
Totale		3,20
<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	
Massetto sabbia-cemento sp. 50 mm		1,00
Massetto alleggerito sp. 70 mm		0,60
Piastrelle sp. 20 mm		0,40
Anti-calpestio		0,20
Controsoffitto		0,30
Totale		2,50
<u>ACCIDENTALE</u>	q	4,00

Solaio di copertura

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Arcarecci 14x14 cm i = 100cm		0,10
Tavelle sp. 35 mm		0,21
Moraletto ligneo 65x45 mm		0,03
Totale		0,34
<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	
Manto di coppi		0,85
Membrana traspirante		0,10
Isolamento		0,27
Anti-calpestio		0,20
Totale		1,42
<u>ACCIDENTALE</u>	q	1,20

7.3 Carico vento

Per la determinazione delle sollecitazioni dovute all'azione del vento si fa riferimento al paragrafo 3.3 della NTC 2018.

L'azione del vento viene determinata attraverso la seguente formula:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

q_b = pressione cinematica di riferimento;

C_e = coefficiente di esposizione;

C_p = coefficiente di forma;

C_d = coefficiente dinamico (assunto pari ad 1).

Per il calcolo della velocità base di riferimento si fa riferimento all'estratto sottostante della Normativa:

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$V_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

dove:

a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Figura 16 - Estratto dal paragrafo 3.3.1. Velocità base di riferimento del DM 17/01/2018

$$a_s = 37 \text{ m} < a_0 = 500 \text{ m}$$

Quindi assume:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}; k_s = 0,40.$$

$$V_b = 25 \text{ m/s}$$

Per il calcolo della velocità di riferimento assumo le seguenti direttive descritte nella Norma:

3.3.2. VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad [3.3.2]$$

dove

v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$. Per un'opera di nuova realizzazione in fase di

Figura 17 - Estratto dal paragrafo 3.3.2. Velocità di riferimento del DM 17/01/2018

Nel nostro caso, dove il T_R è stato assunto di 50 anni, il coefficiente C_r è 1. Quindi la velocità di riferimento sarà:

$$v_r = v_b = 25 \text{ m/s}$$

Possiamo ora calcolare la pressione cinematica di riferimento dalla formula da normativa:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \cdot 25^2 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 390,60 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Per il calcolo del coefficiente di esposizione assumo le seguenti direttive descritte nella Normativa:

3.3.7. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) && \text{per } z < z_{\min} \end{aligned} \quad [3.3.7]$$

dove

k_r, z_0, z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

Figura 18 - Estratto dal paragrafo 3.3.3. Coefficiente di esposizione del DM 17/01/2018

Il coefficiente di esposizione viene calcolato tenendo conto della classe di rugosità del terreno. Dalla tab. 3.3.III nella normativa NTC 2018 possiamo identificare la classe B, per coerenza al coefficiente di esposizione C_e per i carichi da neve.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

Figura 19 - Classi di rugosità del terreno - Tab. 3.3.III del DM 17/01/2018

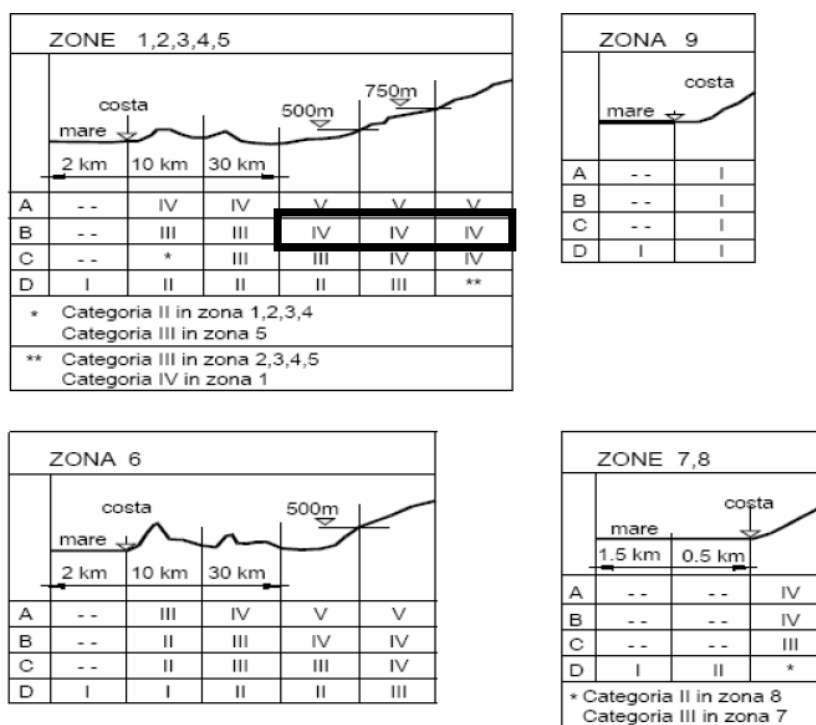


Figura 20 - Definizione delle categorie di esposizione - Tab. 3.3.2 del DM 17/01/2018

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_t	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 21 - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione - Tab. 3.3.II del DM 17/01/2018

Noti tutti i parametri dell'equazione possiamo calcolare il coefficiente C_E con la formula riportata sopra nella normativa: utilizziamo la formula per $z > z_{\min}$:

$$C_E(z = 8 \text{ m}) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot [7 + C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)] =$$

$$= 0.22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{8}{0,30}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{8}{0,30}\right)\right] = 1,63$$

$$C_E(z = 10 \text{ m}) = 1,79$$

$$C_E(z = 12 \text{ m}) = 1,90$$

La pressione statica equivalente nominale esercitata dal vento sulle superfici esterne della costruzione, in funzione dell'altezza e della disposizione della superficie esposta al vento, risulta così differenziata sui fronti (dal piede alla linea di gronda all'altezza di 10,80 m dal suolo) e sulle falde di copertura (inclinate di 22° sull'orizzontale e con linea di colmo alla quota di circa 13 m dal suolo).

Quindi si assumono i seguenti coefficienti di forma (C_p):

- $C_p = + 0,8$ per gli elementi sopravento con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$
- $C_p = (0,03\alpha - 1)$ per gli elementi sopravento con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ < \alpha < 60^\circ$
- $C_p = - 0,4$ per gli elementi sopravento con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ < \alpha < 20^\circ$ e per gli elementi sottovento (non direttamente investiti dal vento o investiti da vento radente).

Pertanto, otteniamo per ogni singolo piano le seguenti pressioni:

- Sul fronte sopravento fino a 8,00 m:

$$p(z = 8 \text{ m}) = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 390,60 \cdot 1,63 \cdot 0,8 \cdot 1 = 509 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Sul fronte sottovento fino a 8,00 m:

$$p(z = 8 \text{ m}) = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 390,60 \cdot 1,63 \cdot 0,4 \cdot 1 = -255 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Sul fronte sopravento da 8,00 m a 10,80 m:

$$p(z = 10,80 \text{ m}) = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 390,60 \cdot 1,71 \cdot 0,8 \cdot 1 = 534 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Sul fronte sottovento da 8,00 m a 10,80 m:

$$p(z = 10,80 \text{ m}) = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 390,6 \cdot 1,71 \cdot (-0,4) \cdot 1 = -267 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Sulla falda sopravento inclinata di 22° da 10,80 m a 13 m:

$$p(z = 13 \text{ m}) = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 390,60 \cdot 1,90 \cdot (-0,34) \cdot 1 = -252 \frac{kN}{m^2}$$

- Sulla falda sottovento inclinata di 22° da 10,80 m a 13 m:

$$p(z = 13 \text{ m}) = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 390,60 \cdot 1,90 \cdot (-0,4) \cdot 1 = -297 \frac{kN}{m^2}$$

7.4 Carico neve

Per la determinazione del carico da neve è stato fatto riferimento al paragrafo §3.4 della Norma, per un tempo di ritorno di 50 anni.

Il carico provocato dalla neve sulla copertura sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_k = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

dove:

q_k = valore caratteristico di riferimento

C_e = coefficiente di esposizione

C_t = coefficiente termico

μ_1 = coefficiente di forma

L'edificio sarà realizzato nella provincia di Caserta, quindi, secondo la Normativa NTC 2018, ci troviamo nella ZONA 1.

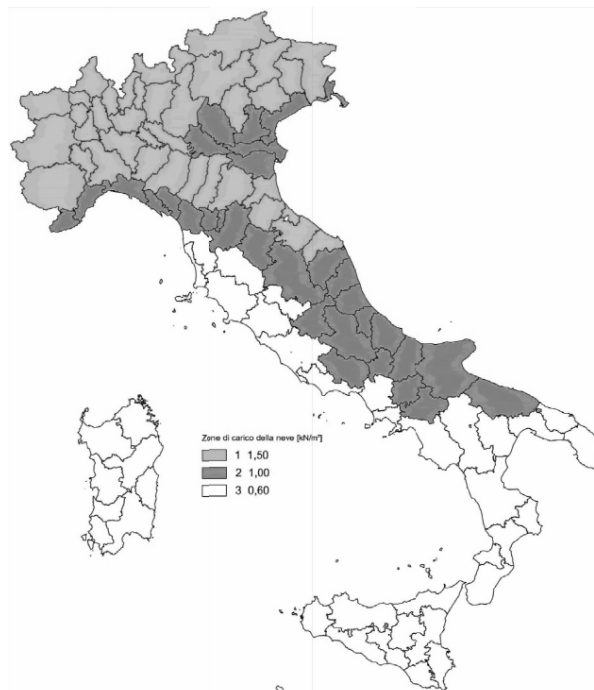


Figura 22 - Zone di carico della neve del DM 17/01/2018

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbanico-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m} \quad [3.4.2]$$

La struttura è posizionata su una zona pianeggiante di Quinto Vicentino, ad una quota dal mare di circa 37 m; di conseguenza verrà assunto il valore $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$.

L'opera che verrà realizzata non sarà abbondantemente esposta dal vento, sia per la distanza dal mare sia perché sono presenti costruzioni o vegetazione in grado di proteggere la struttura.

Dalla seguente tabella della Norma otteniamo il valore del coefficiente C_e :

Tab. 3.4.I – Valori di C_e per diverse classi di esposizione

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

Figura 23 - Valori di C_e per diverse classi di esposizione - Tab. 3.4.I del DM 17/01/2018

Per quanto riguarda il coefficiente di forma bisogna utilizzare il valore dell'angolo della pendenza della falda. Nel nostro caso la copertura è inclinata con angolo $\alpha = 22^\circ$. Noto l'angolo di inclinazione delle falde della copertura possiamo determinare μ_1 dalla tabella fornita dalla Normativa:

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

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

Figura 24 - Valori del coefficiente di forma - Tab. 3.4.II del DM 17/01/2018

3.4.5. COEFFICIENTE TERMICO

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

Ottenuti tutti i coefficienti, possiamo definire il valore del carico neve Q_n :

$$Q_n = q_k = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t = 0,8 \cdot 1,50 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

7.5 Analisi dell'azione sismica

La normativa prevede che il progettista scelga la classe d'uso dell'opera in modo tale da trovare un coefficiente d'uso utile per identificare il periodo di riferimento dell'azione sismica.

Per prima cosa andiamo ad individuare la vita nominale utile del fabbricato seguendo le indicazioni della tabella della NTC 2018:

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 25 - Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzione - Tab. 2.4.I del DM 17/01/2018

La vita nominale assunta per la struttura in oggetto è $V_N \geq 50$ anni essendo che quest'ultima risulta essere un'opera ordinaria e non un edificio di importanza strategica.

L'attuale normativa classifica in funzione della **classe d'uso** gli edifici; in particolare li suddivide in 4 classi riportate in seguito:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 26 - Estratto dal paragrafo 2.4.2. Classi d'uso del DM 17/01/2018

Nel caso in oggetto la normativa classifica l'edificio in **classe IV**.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione con la seguente espressione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso e si può ricavare dalla seguente tabella della NTC 2018:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 27 - Valori del coefficiente d'uso C_U - Tab. 2.4.I del DM 17/01/2018

Nel nostro caso si assume $V_R=100$ anni.

Si fa riferimento al paragrafo §3.2 dell'aggiornamento del decreto del Ministero delle infrastrutture 17-01-2018.

Si terrà conto degli stati limite di esercizio SLD e degli stati limite ultimi SLV. Nella seguente tabella sono definite le probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato:

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 28 - Valori dei coefficienti di combinazione - Tab. 2.5.I del DM 17/01/2018

per ciascun stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

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

SLO: $T_R=60$ anni

SLD: $T_R=101$ anni

SLV: $T_R = 949$ anni

SLC: $T_R=1950$ anni

Il consiglio Superiore dei lavori Pubblici fornisce il foglio "Spettri NTC", in cui vengono confermati i dati da noi ricavati manualmente:

LATITUDINE: 45,573566

LONGITUDINE: 11,625115

Di seguito si riportano i valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,039	2,533	0,241
50	0,054	2,458	0,258
72	0,064	2,493	0,264
101	0,076	2,433	0,273
140	0,089	2,421	0,279
201	0,106	2,381	0,285
475	0,149	2,414	0,292
975	0,195	2,427	0,292
2475	0,269	2,384	0,311

Figura 29 - Valori dei parametri per i periodi di ritorno – Consiglio Superiore dei lavori Pubblici

La successiva interpolazione temporale fra i valori dei parametri di pericolosità sismica di base associati ai 9 Periodi di Ritorno di riferimento, in corrispondenza dei quattro specifici Periodi di ritorno T_R caratterizzanti gli Stati limite di verifica della costruzione allo studio, fornisce i valori dei parametri di base associati, come è riportato nella tabella seguente:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,059	2,476	0,261
SLD	101	0,076	2,433	0,273
SLV	949	0,193	2,426	0,292
SLC	1950	0,248	2,395	0,306

Figura 30 - Parametri di riferimento per la definizione delle forme spettrali - Consiglio Superiore dei lavori Pubblici

In definitiva, considerando le effettive condizioni stratigrafiche del sottosuolo e della morfologia della superficie del sito, attraverso i coefficienti S_s , S_T e C_c , gli specifici Spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale, corrispondenti agli Stati limite da verificare per l'edificio Bonin Longare sono:

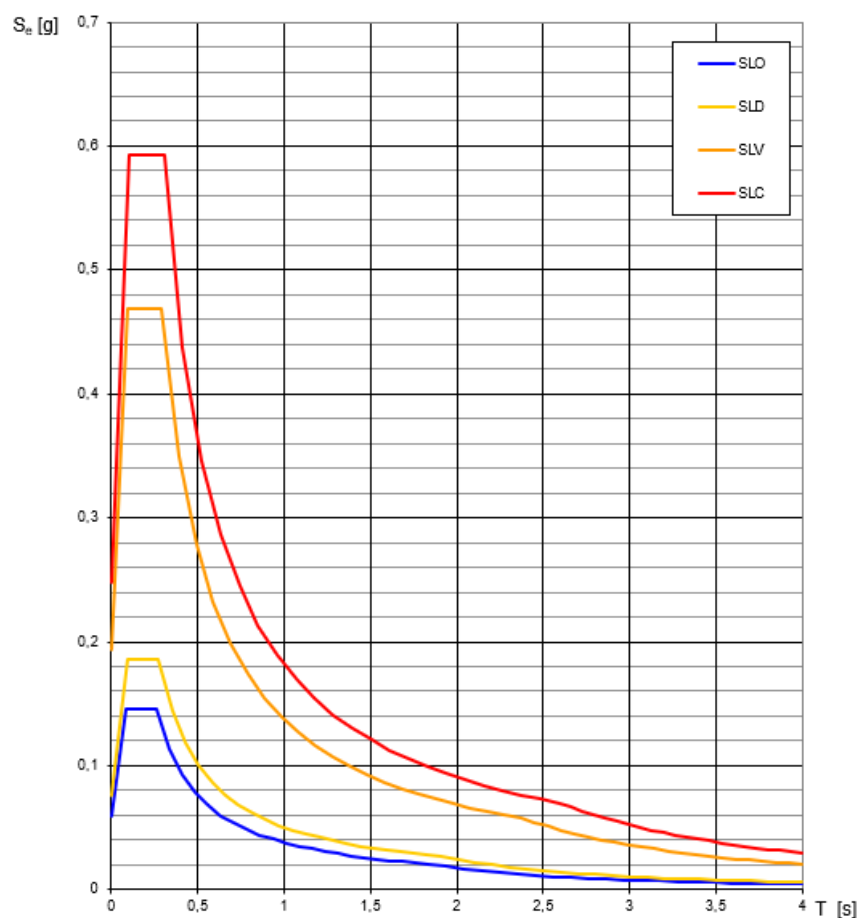


Figura 31 - Spettri di risposta per i diversi stati limite - Consiglio Superiore dei lavori Pubblici

CATEGORIA DEL TIPO DI SOTTOSUOLO

La caratterizzazione del terreno si ricava dalla relazione geologica, nella quale sono presenti le analisi delle prove di laboratorio sui campioni di terreno prelevati da due colonne stratigrafiche estratte mediante sondaggio a rotazione.

Dalla relazione si evince che lo strato superficiale che interessa le fondazioni è costituito da depositi rimaneggiati per i primi 50 cm e successivamente da depositi naturali in prevalenza sabbioso ghiaiosi in matrice limosa, con a tratti depositi antropici. La falda è stata rilevata ad una profondità di 3.60m.

Per tener conto degli effetti locali dovuti alla categoria si utilizza la classificazione fornita dalla normativa che distingue i terreni in categorie sulla base dei valori di velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità del suolo ($V_{s,30}$).

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente 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 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Figura 32 - Categorie di sottosuolo - Tab. 3.2.II del DM 17/01/2018

Sulla base dei risultati delle indagini e da quanto previsto dalle NTC 2018, il terreno risulta riconducibile alla categoria C, ovvero “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente 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 180 m/s e 360 m/s”.

CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per condizioni topografiche complesse sono necessarie delle analisi specifiche della risposta sismica locale; in assenza di queste, per configurazioni più semplici, la normativa suggerisce delle categorie topografiche basate sulla superficie su cui poggia l'edificio:

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>

Figura 33 - Categorie topografiche - Tab. 3.2.III del DM 17/01/2018

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 34 - Valori dei coefficienti di amplificazione topografica S_T - Tab. 3.2.V del DM 17/01/2018

FATTORE DI COMPORTAMENTO

Le verifiche sismiche eseguite con analisi statica lineare sono condotte per mezzo di un'analisi di tipo lineare con forze statiche equivalenti. La modellazione dell'azione sismica è quindi condotta tramite l'individuazione di spettri di risposta in funzione del sito in esame, delle caratteristiche del sottosuolo e della struttura. Lo spettro di risposta calcolato secondo la normativa NTC 2018.

Allo stato limite di esercizio, lo spettro di progetto da utilizzato coincide con lo spettro elastico; nell'analisi agli stati limiti ultimi le capacità dissipative della struttura possono essere tenute in considerazione con una riduzione delle forze elastiche: si va a utilizzare un fattore di struttura q per ottenere una riduzione dello spettro elastico.

Valori del fattore di comportamento q

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

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

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad [7.3.1]$$

dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo *SLV*, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto α_{it}/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;

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

Figura 35 - Estratto dal paragrafo 7.3.1. Analisi Lineare del DM 17/01/2018

Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)	
Costruzioni di muratura ordinaria	1,75 α_u/α_1
Costruzioni di muratura armata	2,5 α_u/α_1
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	3,0 α_u/α_1
Costruzioni di muratura confinata	2,0 α_u/α_1
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	3,0 α_u/α_1

Per le costruzioni *regolari in pianta*, qualora non si proceda a un'analisi non lineare finalizzata alla sua valutazione, per il rapporto α_u/α_1 , possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni *non regolari in pianta*, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Figura 36 – Valori del fattore q_0 - Tab. 7.3.II del DM 17/01/2018

Tenendo conto delle prescrizioni esplicitate nella normativa vigente, nel nostro caso, l'edificio è una costruzione in muratura ordinaria; di conseguenza nella tabella troviamo un fattore:

$$q_0 = 1,75 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \text{ e } k_r = 1,0 .$$

In assenza di più precise valutazioni, si può assumere:

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,70$$

Quindi il nostro fattore di comportamento allo SLV risulta:

$$q = q_0 \cdot k_R = 1,75 \cdot 1,70 \cdot 1 = 2,97$$

Peraltro, valutazioni di prudenza e l'esigenza di contenere gli spostamenti relativi di piano per preservare le murature esistenti, inducono ad assumere un fattore di comportamento inferiore, pari a:

$$q = 2,50$$

SPETTRO DI RISPOSTA

È ora possibile calcolare lo Spettro di risposta per la componente orizzontale dell'azione sismica utilizzando le formule fornite dall'NTC 2018.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% moltiplicazione per il valore di accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

Lo spettro di risposta elastico è definito dalle espressioni seguenti, come scritto al paragrafo §3.2.3.2.1:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

T è il periodo proprio di vibrazione;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T \quad [3.2.3]$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55, \quad [3.2.4]$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

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

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_c \cdot T_C^*, \quad [3.2.5]$$

dove: T_C^* è definito al § 3.2 e C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3 \quad [3.2.6]$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_{\xi}}{g} + 1,6. \quad [3.2.7]$$

Figura 37 - Estratto dal paragrafo 3.2.3.2.1. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali del DM 17/01/2018

Secondo quanto prescritto dal §3.2.3.2.1 I coefficienti S_s e C_c vengono calcolati sulla base della categoria di terreno secondo la seguente tabella:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{\xi}}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{\xi}}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{\xi}}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{\xi}}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 38 - Espressioni di S_s e di C_c - Tab. 3.2.IV del DM 17/01/2018

Nella tabella sottostante riporto tutti i valori calcolati dal foglio "Spettri NTC":

STATO LIMITE SLV			
Parametri indipendenti		Parametri dipendenti	
a_g	0,193 g	S	1,419
F_0	2,426	η	0,40
T_C^*	0,293 s	T_B	0,154 s
S_S	1,419	T_C	0,461 s
C_C	1,575	T_D	2,72 s
S_T	1		
q	2,5		

La componente verticale non è stata tenuta in considerazione nelle seguenti analisi in quanto la struttura non presenta caratteristiche geometriche tali per cui essa sia obbligatoria come da norma.

Dal paragrafo §7.3.3.2 NTC 2018, si può calcolare il periodo del modo di vibrare principale con la formula:

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

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione sismica dei carichi gravitazionali applicata nella direzione orizzontale. Questa formulazione richiede l'implementazione di un modello di calcolo per valutare gli spostamenti.

In alternativa utilizziamo le indicazioni fornite dal paragrafo §7.3.3.2 della CIRCOLARE APPLICATIVA alle NTC 2018, che stima T_1 come:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,2854 s$$

dove:

$H=10,20$ m ed è l'altezza della costruzione;

$C_1 = 0.050$ per strutture in muratura.

Si osserva che nel caso in esame l'analisi statica lineare può essere applicata poiché il periodo T_1 risulta inferiore a $2.5 \cdot T_C$ o T_D , e perché la struttura è regolare in altezza.

Dove $S_e(T)$ è dato dalla seguente espressione, poiché $T_B < T_1 < T_C$:

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

Allo **SLV**: $S_d(T_1) = 0,193 \cdot 1,419 \cdot \frac{1}{2,50} \cdot 2,426 = 0.266 \text{ g}$

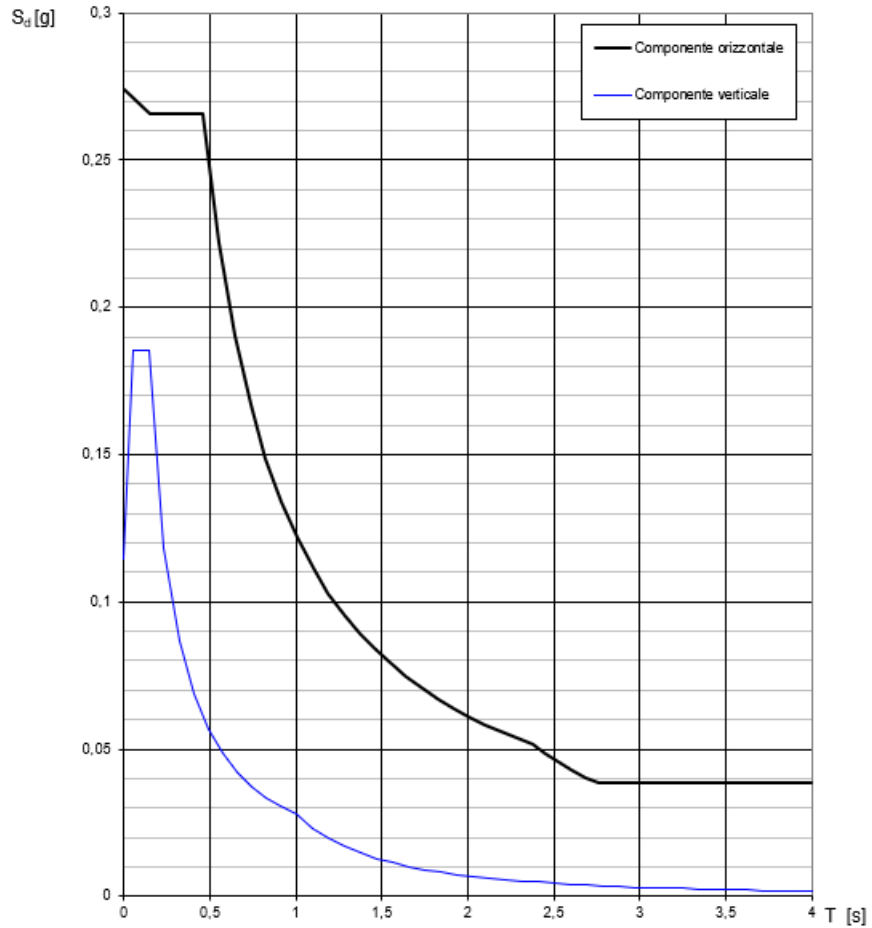


Figura 39 - Spettri di risposta elastici in riferimento a SLD – Consiglio Superiore dei lavori Pubblici

7.6 Aspetti geometrici della struttura

La NTC 2018 nel capitolo 7.2.1 definisce che per avere le caratteristiche di regolarità in pianta la struttura deve avere le seguenti caratteristiche:

- a) distribuzione di masse e rigidezze approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da poter assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

Data la configurazione in pianta che stiamo realizzando si può osservare facilmente che questa può essere considerata come “regolare in pianta” in quanto la struttura può essere considerata compatta perché il contorno di ogni orizzontamento risulta essere convesso, inoltre l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera abbondantemente il che viene invece prescritto dalla normativa.

I solai possono essere considerati come, così come indica la normativa al capitolo 7.2.6, impalcati infinitamente rigidi in quanto al di sopra dei travetti e delle pignatte di alleggerimento è inserita una cappa in calcestruzzo armato di spessore 5.0 cm. Allo stesso modo, i solai in legno possono essere considerati infinitamente rigidi in quanto, secondo numerose campagne di indagine sperimentale si è dimostrato che i solai lignei hanno un comportamento di diaframma rigido.

La NTC 2018 definisce come una struttura “regolare in altezza” una costruzione avente le seguenti caratteristiche:

d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;

e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;

f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

La costruzione che stiamo analizzando risulta avere le caratteristiche di "regolarità in altezza" in quanto i sistemi di contrasto delle azioni laterali, che in questo caso sono i setti in muratura, si estendono fino alla sommità dell'edificio senza aver alcuna variazione di sezione o rigidezza, inoltre anche le masse degli orizzontamenti sono le medesime per tutti gli orizzontamenti, ad eccezione della copertura in cui ovviamente i carichi G_2 e Q_k sono inferiori. I solai sono realizzati con la medesima tecnica costruttiva e con la medesima distribuzione dei carichi; quindi, le differenze tra i carichi permanenti dei solai sono trascurabili; la variazione della rigidezza orizzontale è circa nulla in quanto le strutture verticali continuano con la medesima sezione fino al tetto.

La struttura oggetto di studio risulta quindi essere, dopo le precedenti considerazioni, regolare in altezza e in pianta.

8. Analisi statica e sismica dell'edificio nel suo stato di fatto

8.1 Modello Midas Gen

Le analisi effettuate sulla struttura in esame sono state eseguite modellando l'edificio agli elementi finiti tramite il programma MIDAS GEN.

Il software è dedicato alla progettazione e verifiche di edifici di qualsiasi complessità ed è in grado di svolgere analisi statiche e dinamiche, lineari e non lineari.

Il programma non è specifico per edifici in muratura, come il caso in esame, ma dato il suo ampio spettro di funzionalità e personalizzazioni, il programma dà la possibilità di scegliere in quale modo schematizzare la struttura per creare un modello più reale possibile.

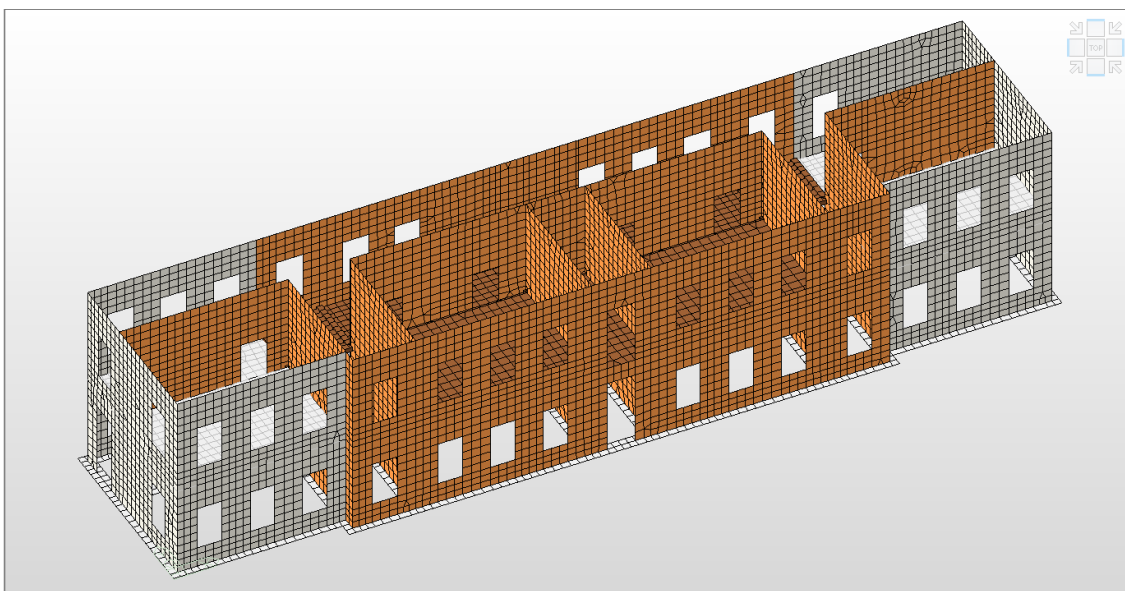


Figura 40 – Modello numerico - Midas Gen

Per la modellazione della struttura si è deciso di optare per un modello agli elementi finiti costituito da elementi plate THICK: questi elementi bidimensionali possiedono sia rigidità flessionale che rigidità membranale e permettono quindi di ricavare sollecitazioni di entrambe le nature.

In prima fase, il modello è stato creato partendo da un disegno 3D in Autocad che rappresentava la sagoma della struttura, utile per avere una linea guida per la successiva modellazione in MIDAS. Una volta importato il file DXF su software, è stato possibile iniziare a creare i primi macroelementi per poi successivamente utilizzare la funzione auto-mesh per discretizzarli in elementi plate a 4 nodi con passo 50 x 50cm.

Nella creazione dei vari setti in muratura e dei solai si è conseguentemente definito il loro spessore, considerando solo la parte strutturale del muro e inoltre sono state inserite le varie tipologie di materiale, utilizzando le caratteristiche meccaniche espresse precedentemente.

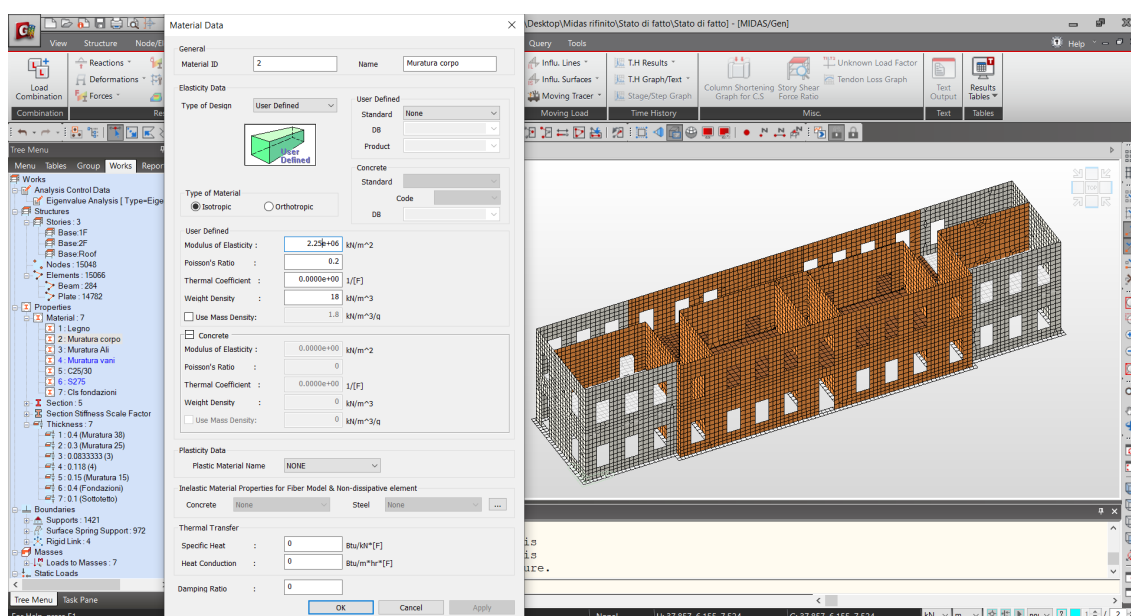


Figura 41 - Definizione dei materiali - Midas gen

Per simulare la struttura nel modo più reale, alla base alla struttura sono state modellate le fondazioni esistenti a trave rovescia in pietra, creando elementi plate rispettando le dimensioni reali ed inserendo al piede della fondazione dei vincoli verticali tipo molla che permettono di simulare un comportamento “elastico” del terreno alla Winckler. La costante di sottofondo si considera pari a $5,00 \text{ kg/cm}^3$. Inoltre, sono stati inseriti dei vincoli che impedissero la traslazione in direzione X e Y.

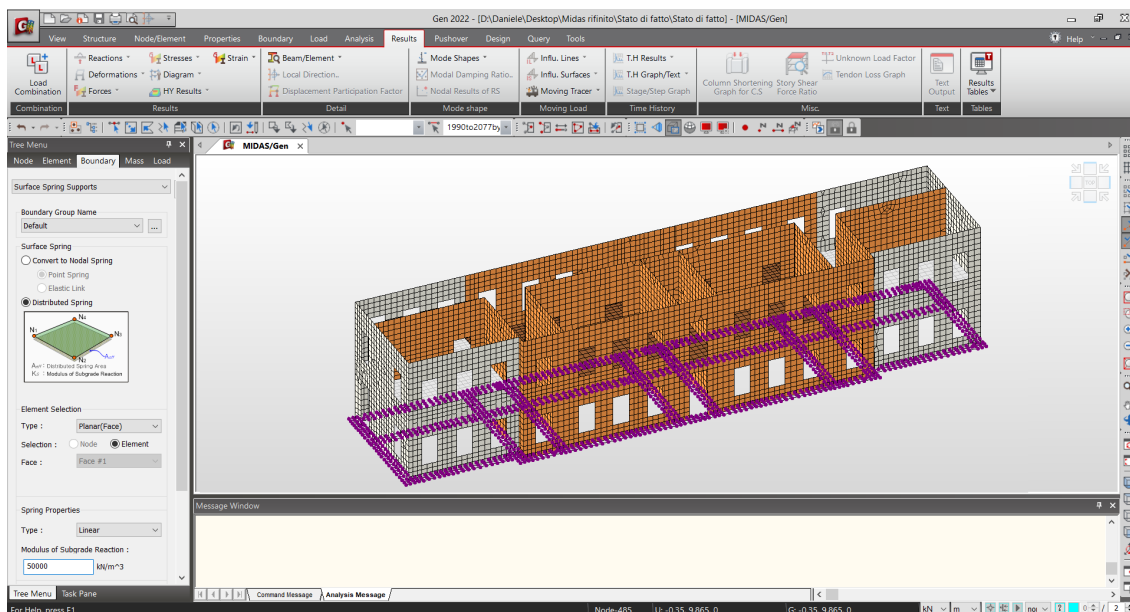


Figura 42 - Definizione delle fondazioni - Midas Gen

I pesi propri di tutti gli elementi strutturali sono stati applicati automaticamente dal programma imponendoli come “SELF WEIGHT”.

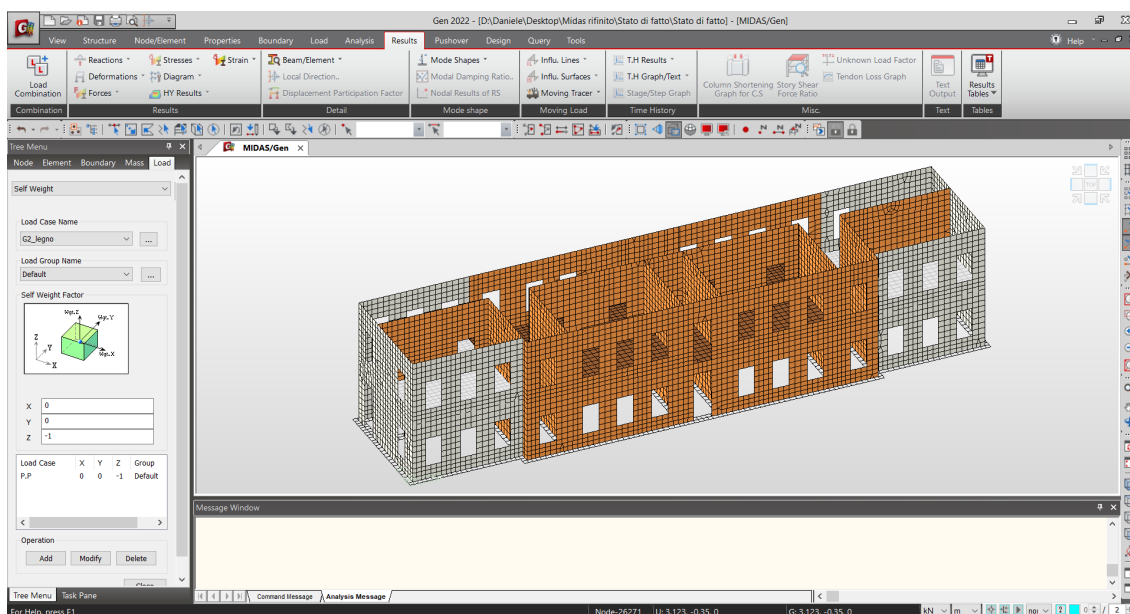


Figura 43 - Definizione del peso proprio - Midas gen

La copertura non spingente non è stata direttamente schematizzata nel modello numerico della costruzione: i carichi da essa esercitati lungo la linea di perimetro delle pareti

murarie sono direttamente schematizzati come carichi distribuiti per unità di lunghezza sulla linea del cordolo e delle pareti al piano primo.

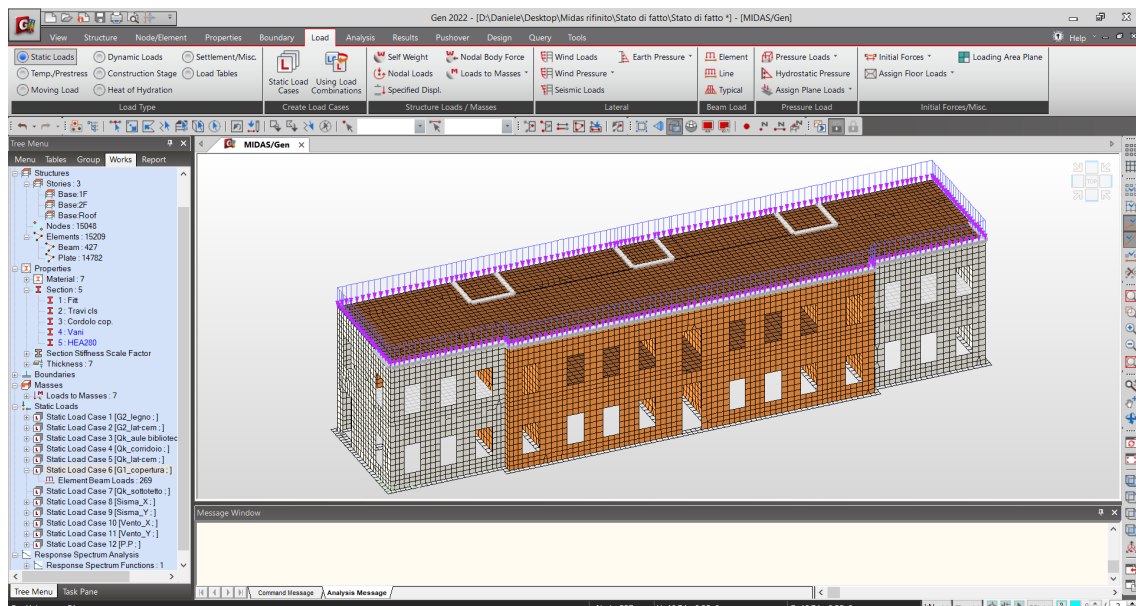


Figura 44 - Carichi in copertura - Midas Gen

Per attuare l'esclusione delle forme modali locali dal modello per l'analisi dinamica, è stato necessario introdurre l'ipotesi, sia pure assolutamente non realistica, di controsoffitto Perret infinitamente rigido, inserendo dei vincoli rigid link. Questa ipotesi sovrastima la capacità di resistenza della struttura nello stato reale.

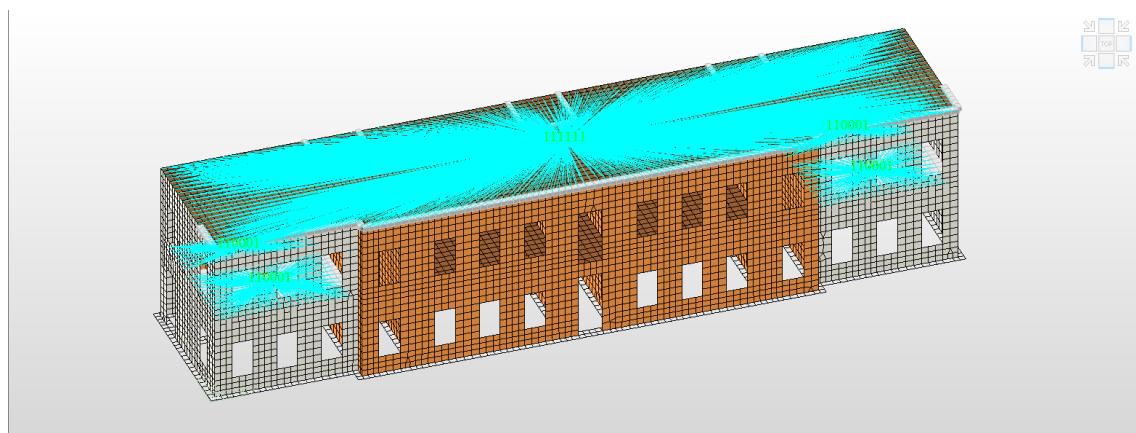


Figura 45 - Definizione dei solai infinitamente rigidi - Midas Gen

I carichi statici precedentemente analizzati, che gravano sui solai del primo piano, sono stati applicati come "pressure loads".

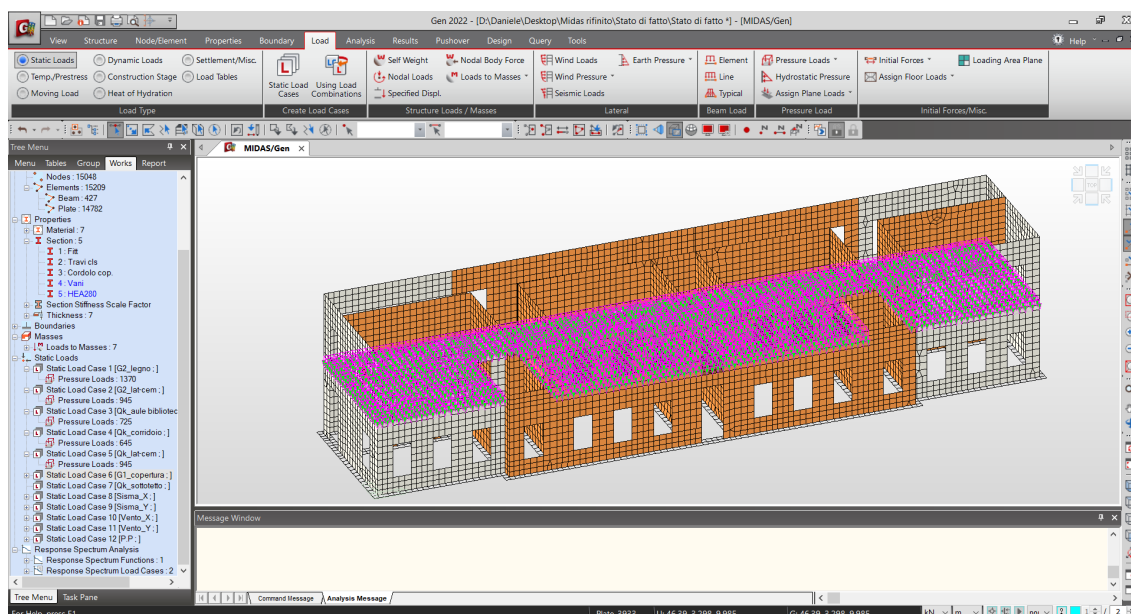


Figura 46 - Definizione dei Carichi sui solai - Midas Gen

PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Per valutare l'attendibilità del modello realizzato si è effettuato un calcolo analitico del peso proprio della struttura, ricavando i volumi dell'edificio con il rilievo geometrico in AUTOCAD, e confrontandolo con il peso rilevato dal software MIDAS.

Di seguito si riportano i valori dell'analisi dei carichi del palazzo.

ZONA	VOLUMI		MATERIALE	PESO SPECIFICO kg/m ³	MASSA	
	m ³	%			kg	%
Muri perimetrali						
NORD	93,1988	16%	Mattoni pieni	1800	167757,84	15%
NORD	66,7166	11%	Pietra	2140	142773,524	12%
SUD	91,3938	15%	Mattoni pieni	1800	164508,84	14%
SUD	61,1154	10%	Mattoni pieni	2140	137786,956	12%
EST	47,747	8%	Mattoni pieni	2140	102178,58	9%
OVEST	40,8158	7%	Mattoni pieni	2140	89345,812	8%
Muri interni						

PIANO TERRA	88,0112	15%	Mattoni pieni	1800	158420,16	14%
PIANO PRIMO	87,32	15%	Mattoni pieni	1800	157176	14%
LEGNO COPERTURA	11,4656	2%	Legno massiccio	500	5732,8	0%
CORDOLO COPERTURA	4,0872	1%	Calcestruzzo	2500	10218	1%
TRAVI CLS	4,27125	1%	Calcestruzzo	2500	10678,13	1%
	596,14				1145677	kg
					11247917	N
					11248	kN

ZONA	AREA	PESO PROPRIO	TOTALE
	m2	kN/m2	kN
SOLAIO LATER. CEM. EST	50	3,2	160
SOLAIO LATER. CEM. OVEST	50	3,2	160
SOLAIO LATER. CEM. CORR. EST	25	3,2	80
SOLAIO LATER. CEM CORR. OVEST	25	2,6	65
SOLAIO LEGNO CENTRALE BIBLIO	120	0,56	67,2
SOLAIO LEGNO CENTRALE	20	0,56	11,2
SOLAIO LEGNO CORRIDOIO	85	0,38	32,3
COPERTURA	463	0,34	157,42
			733,12

kN

PESO STRUTTURA – ANALITICO	PESO STRUTTURA – MIDAS GEN
11824 kN	12077 kN

Dal confronto dei risultati si ottiene un errore dell'ordine dell'0,8 %. Tale errore risulta accettabile e di conseguenza il modello risulta essere valido.

8.2 Analisi statica

8.2.1 Spostamenti X, Y, Z

Per permettere un'ulteriore valutazione dello stato di sollecitazione a cui è soggetta la costruzione sotto la combinazione agli SLU, si riportano i valori degli spostamenti di alcuni nodi, in millimetri.

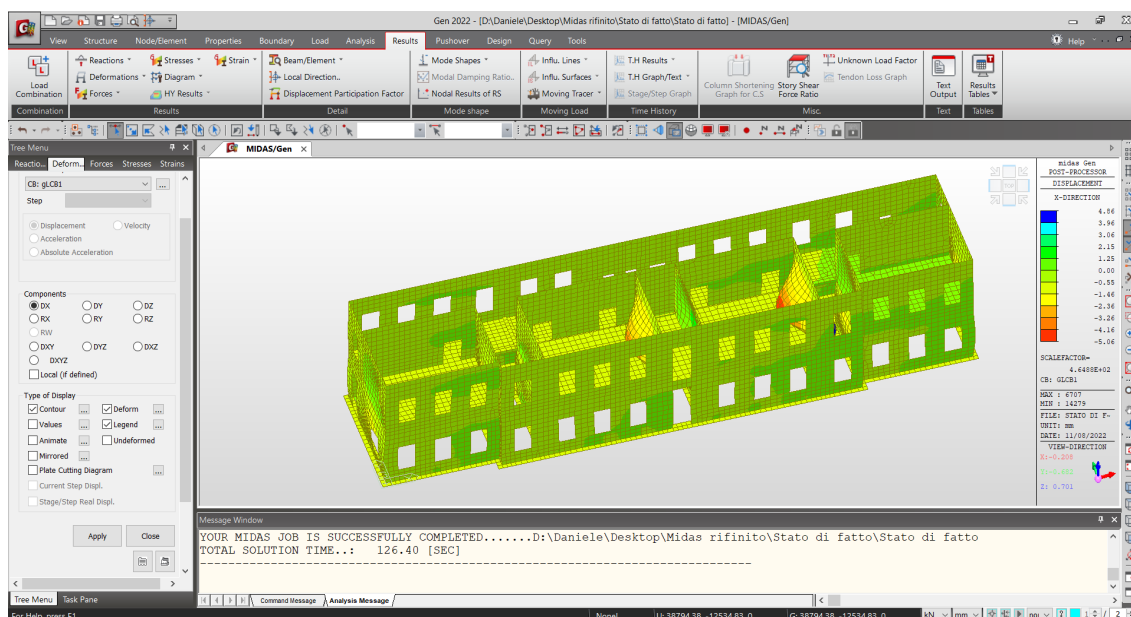


Figura 47 - Spostamento in direzione X – combinazione n° 1

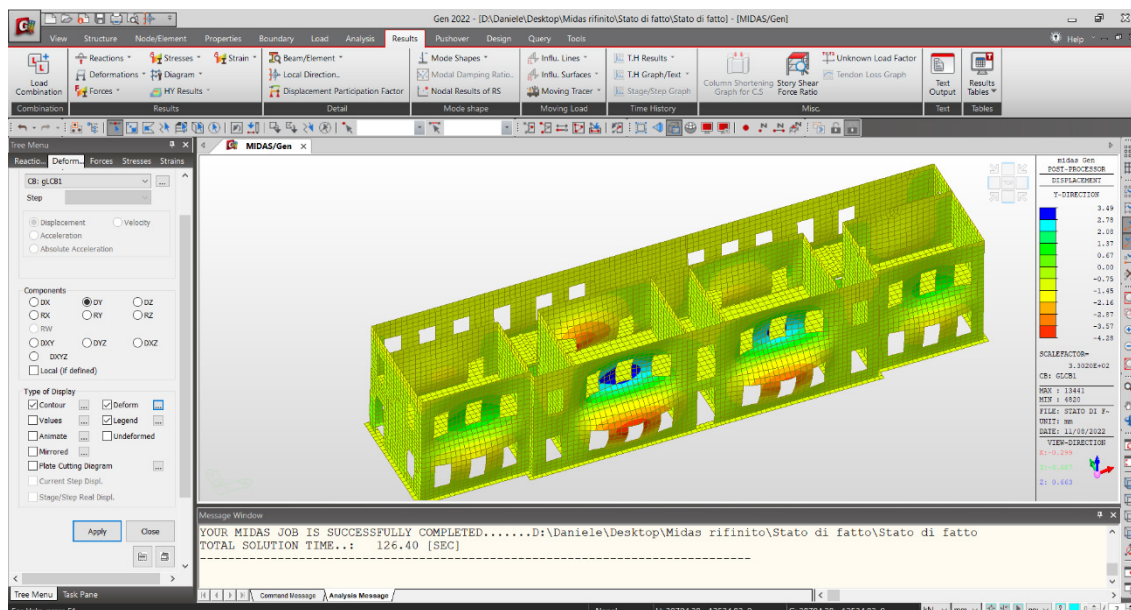


Figura 48 - Spostamento in direzione Y – combinazione n° 1

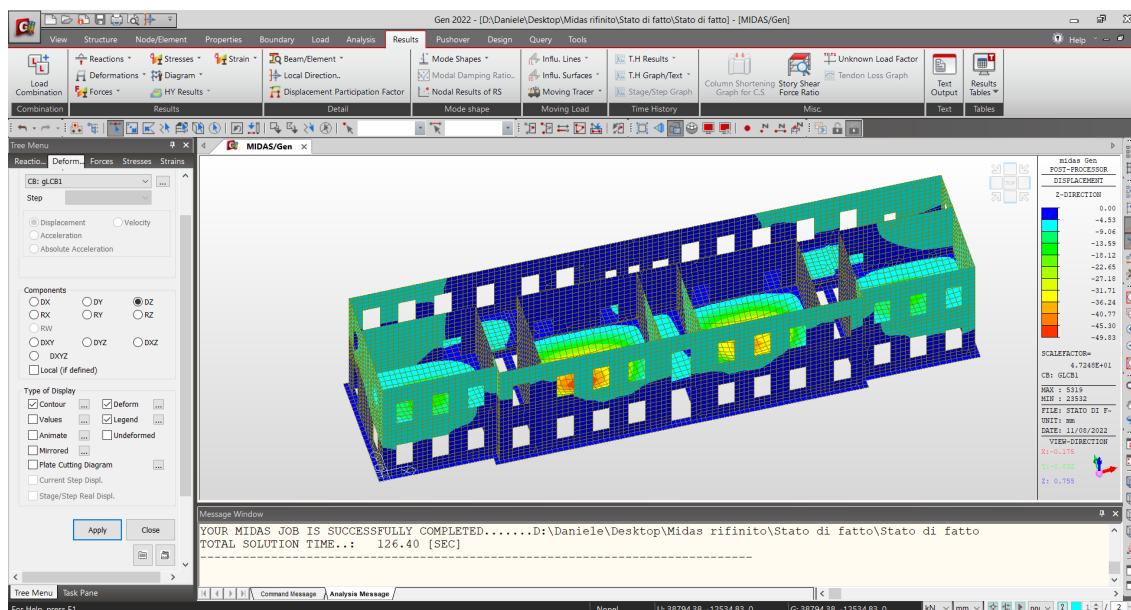


Figura 49 - Spostamento in direzione Z – combinazione n° 1

Come previsto, gli spostamenti maggiori si hanno in direzione z, in particolar modo negli elementi dei solai, i quali, come vedremo successivamente saranno analizzati singolarmente e oggetto di intervento. Gli spostamenti in direzione X e Y sono accettabili, in quanto non è stata ancora analizzata la componente sismica e rimangono nell'ordine di grandezza del millimetro.

8.2.2 Stati tensionali

Si riporta di seguito lo stato di sforzo assiale e di taglio della struttura, soggetta all'azione dei soli carichi verticali, rispetto alle tre direzioni x, y e z e rispetto alle direzioni principali di ciascun elemento.

Per quanto riguarda la resistenza a trazione della muratura, questa andrebbe considerata praticamente nulla, tanto che le normative italiane e gli Eurocodici non forniscono informazioni in merito.

Si fa riferimento di seguito a valori positivi di trazione e negativi di compressione.

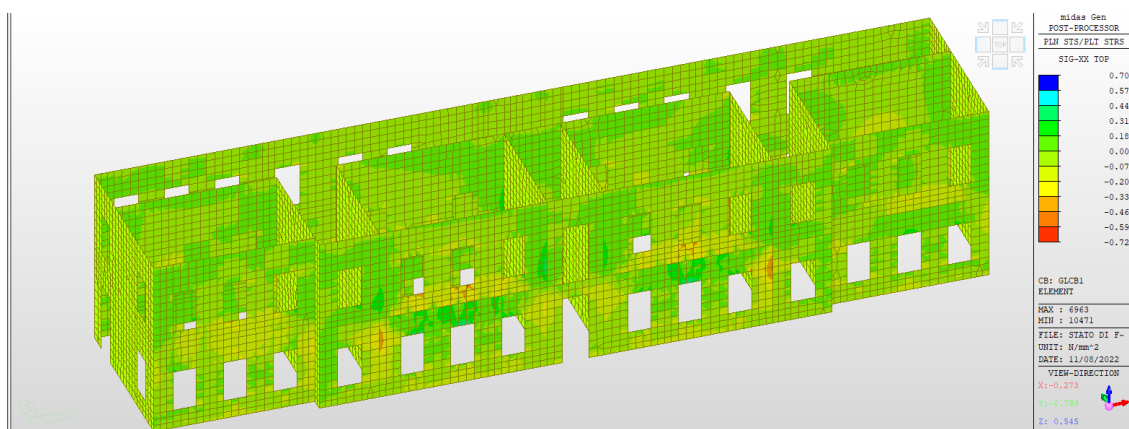


Figura 50 - Stato di tensioni X-X – Combinazione n° 1

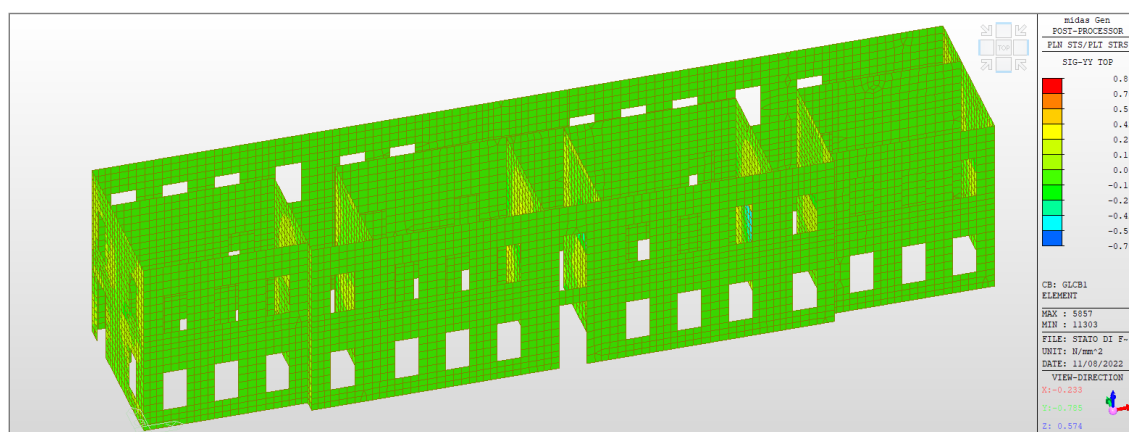


Figura 51 - Stato di tensioni Y-Y – Combinazione n° 1

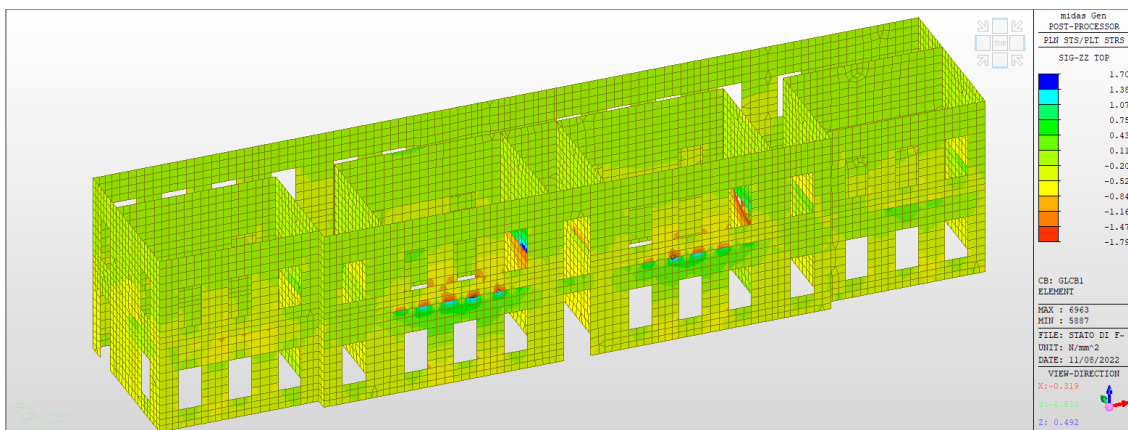


Figura 52 - Stato di tensioni Z-Z – Combinazione n° 1

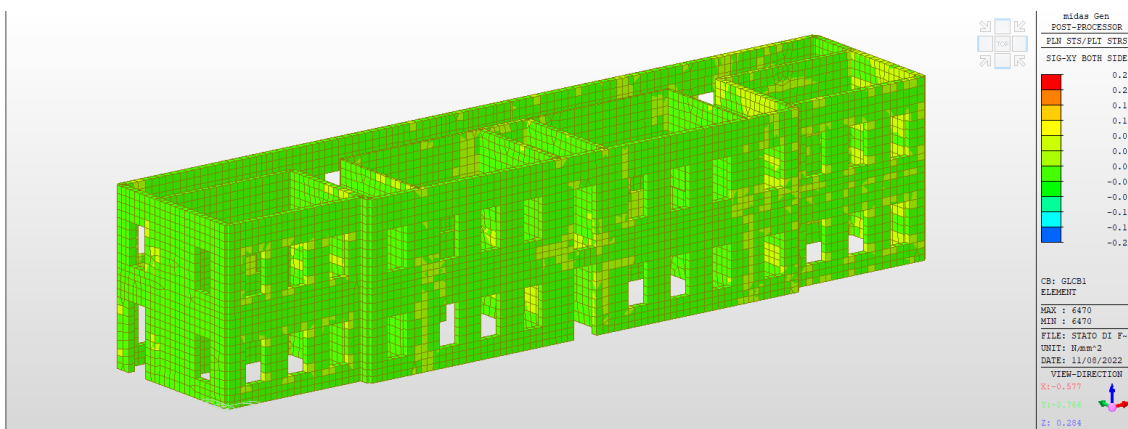


Figura 53 - Stato di tensione di taglio X-Y – Combinazione n° 1

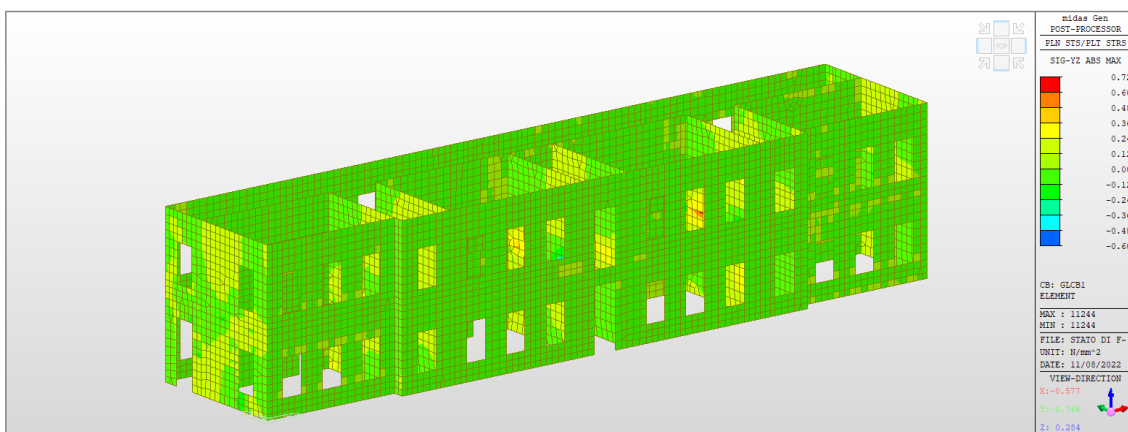


Figura 54 - Stato di tensione di taglio Y-X – Combinazione n° 1

Nel complesso si ottiene una distribuzione di sforzi del tutto coerente con quello che è il comportamento previsto e nel rispetto della situazione attuale della struttura, la quale rimane quasi interamente in campo elastico con tensioni massime di circa 0,7 MPa.

Nello stato tensionale in direzione Z-Z si hanno dei picchi di tensioni nelle zone in vicinanza di aperture e nei collegamenti solaio-muratura ovvero dove si presenta una discontinuità geometrica.

Attualmente dallo studio della struttura non ci sono situazioni prossime al collasso con valori degli sforzi nei limiti della resistenza del manufatto. Si mette comunque in conto la possibilità di fenomeni fessurativi interessate dai più alti valori, non visibili perché coperti da intonaco o perché non arrivano a interessare l'intradosso.

8.2.3 Solaio latero-cemento

Nei corpi laterali d'Ala, il solaio di calpestio del Piano Primo è in latero cemento, costituito da laterizi forati coi quali si compongono a piè d'opera delle travi, inserendo l'armatura in appositi alloggiamenti e colmandoli perfettamente con malta cementizia.

Per le verifiche dei solai del primo impalcato si fa riferimento ai valori dimensionali rilevati in sito mediante la rimozione della cappa esistente e demolendo parzialmente il laterizio, come si può vedere in figura:



Figura 55 - Sondaggio solai in latero-cemento -Piano Primo

Dall'indagine si sono rilevate le seguenti geometrie:

Altezza solaio	h	0,25	m
Spessore cappa	h_1	0,05	m

Altezza pignatta in laterizio	h_2	0,20	m
Larghezza laterizio	l	0,30	m
Interasse travetti	i	0,30	m
Luce solaio	L	6,10	m

Per la verifica a flessione e taglio si riprendono i carichi analizzati in precedenza:

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m ²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Solaio laterocemento h=20+5 cm		3,20
Totale		3,20
<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	
Massetto sabbia-cemento sp. 50 mm		1,00
Massetto alleggerito sp. 70 mm		0,60
Piastrelle sp. 20 mm		0,40
Anti-calpestio		0,20
Controsoffitto		0,30
Totale		2,50
<u>ACCIDENTALE</u>	q	4,00

Le sollecitazioni sul solaio in esame sono state calcolate considerando un elemento in semplice appoggio:

$$q_{SLU} = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q2}\Psi_{02}Q_{k2} = 13,41 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU, travetto} = q_{SLU} \cdot i = 4,02 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 4,02 \cdot 6,10^2 = 18,70 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 4,02 \cdot 6,10 = 12,26 \text{ kN}$$

Verifica a flessione:

Figura 56 – Verifica a flessione - VCASLU

Il momento resistente è pari a 10,03 kNm:

$$\frac{M_{rd}}{M_{ed}} = \frac{10,03}{18,70} = 0,536 < 1$$

Verifica non soddisfatta

Verifica a taglio:

$$V_{rd} = \min \left\{ 0.18 * k * \frac{(100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} * b_w * d; v_{min} * b_w * d \right\} = 8,80 \text{ kN}$$

Dove:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{163}{50 \cdot 230} = 1,42\%$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{0.5} = 1 + \left(\frac{200}{230} \right)^{0.5} = 1,93$$

$$v_{min} = 0.035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 * 1,93^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0,47$$

$$\frac{V_{rd}}{V_{ed}} = \frac{8,80}{12,26} = 0,715 < 1$$

Verifica non soddisfatta

8.2.4 Solaio in legno

Nella zona centrale del fabbricato troviamo un solaio in legno costituito da travi lignee di sezione media di circa 17x23 cm, le quali poggiano sulla muratura ad una luce di 6,50 m, nella zona trasversale dell'edificio con interasse di 50 cm; a coprire le travi è presente un tavolato semplice di spessore 3 cm.

Per la verifica a flessione e taglio si riprendono i carichi analizzati in precedenza:

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Travi lignee 17x23 cm i = 50 cm		0,41
Tavolato sp. 30 mm		0,15
Totale		0,56
<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	

Massetto sabbia-cemento sp. 50 mm		1,00
Massetto alleggerito sp. 70 mm		0,60
Piastrelle sp. 20 mm		0,40
Anti-calpestio		0,20
Controsoffitto		0,30
Totale		2,50
<u>ACCIDENTALE</u>	q	6,00

Dall'indagine in situ si sono rilevate le seguenti geometrie e materiali del solaio:

Altezza trave	h	0,23	m
Larghezza trave	b	0,17	m
Interasse travi	i	0,50	m
Luce solaio	L	6,10	m
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	k_{mod}	0,9	-

Le sollecitazioni sul solaio in esame sono state calcolate considerando un elemento in semplice appoggio:

$$q_{SLU} = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q2}\Psi_{02}Q_{k2} = 12,76 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU, travetto} = q_{SLU} \cdot i = 6,38 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 6,38 \cdot 6,1^2 = 29,70 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 6,38 \cdot 6,1 = 19,46 \text{ kN}$$

Verifica a flessione:

$$J_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,17 \cdot 0,23^3}{12} = 1,723 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,17 \cdot 0,23^2}{6} = 1,50 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{ed}}{W_y} = \frac{29,70}{1,50 \cdot 10^6} = 19,80 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,9 \frac{24}{1,50} = 14,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{19,80}{14,40} = 1,38 > 1$$

Verifica non soddisfatta

Verifica a taglio:

$$\tau_d = 1,50 \frac{V_{ed}}{K_{cr} \cdot A} = 1,50 \frac{19460}{0,67 \cdot 39100} = 1,114 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,9 \frac{2,50}{1,5} = 1,50 \text{ MPa}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{1,114}{1,50} = 0,74 < 1$$

Verifica soddisfatta

Nella zona a nord del fabbricato troviamo ancora un solaio in legno costituito da travi lignee di sezione media di circa 13x16 cm, le quali poggiano sulla muratura ad una luce di 3,00 m, nella zona trasversale dell'edificio con interasse di 50 cm; a coprire le travi è presente un tavolato semplice di spessore 3 cm.

Per la verifica a flessione e taglio si riprendono i carichi analizzati in precedenza:

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Travi lignee 13x16 cm i = 50cm		0,22
Tavolato sp. 30 mm		0,15
Totale		0,38
<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	
Massetto sabbia-cemento sp. 50 mm		1,00

Massetto alleggerito sp. 70 mm		0,60
Piastrelle sp. 20 mm		0,40
Anti-calpestio		0,20
Controsoffitto		0,30
Totale		2,50
<u>ACCIDENTALE</u>	q	4,00

Dall'indagine in situ si sono rilevate le seguenti geometrie:

Altezza trave	h	0,16	m
Larghezza trave	b	0,13	m
Interasse travi	i	0,50	m
Luce solaio	L	3,00	m
Coefficiente correttivo per durata del carico e umidità	k_{mod}	0,9	-

Le sollecitazioni sul solaio in esame sono state calcolate considerando un elemento in semplice appoggio:

$$q_{SLU} = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q2}\Psi_{02}Q_{k2} = 9,16 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU, travetto} = q_{SLU} \cdot i = 4,58 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 4,58 \cdot 3,00^2 = 5,15 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 4,58 \cdot 3,00 = 6,87 \text{ kN}$$

Verifica a flessione:

$$J_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,13 \cdot 0,16^3}{12} = 4,437 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,13 \cdot 0,16^2}{6} = 5,546 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{ed}}{W_y} = \frac{5,15}{5,546 \cdot 10^5} = 9,28 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,9 \frac{24}{1,50} = 14,40 \text{ MPa}$$
$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{9,28}{14,40} = 0,64 < 1$$

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio:

$$\tau_d = 1,50 \frac{V_{ed}}{K_{cr} \cdot A} = 1,50 \frac{6870}{0,67 \cdot 20800} = 0,739 \text{ MPa}$$
$$f_{v,d} = k_{mod} \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,9 \frac{2,50}{1,5} = 1,50 \text{ MPa}$$
$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,49 < 1$$

Verifica non soddisfatta

8.3 Analisi sismica

Le condizioni di vulnerabilità dell'edificio nello stato attuale sono da valutare quantitativamente mediante dei livelli di sicurezza, secondo le procedure previste dal D.M. 17.01.2018, Norme Tecniche per le Costruzioni e dalla Circ. Min. n. 07/2019, usando un modello numerico della struttura.

Per le costruzioni esistenti, il livello di sicurezza antisismica è quantificato mediante il rapporto ξ_E fra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura in esame nel suo insieme, detta Capacità e l'azione sismica massima di riferimento, detta Domanda.

Come sarà di seguito esposto, la valutazione dell'azione sismica, in termini di "taglio alla base" sarà effettuata con riferimento allo stato limite di Salvaguardia della vita, SLV e le analisi di resistenza mediante un'analisi statica lineare e la verifica dei meccanismi di collasso.

8.3.1 Analisi sismica: Meccanismi di collasso

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano) sono svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che sono ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe. Nella valutazione sono tenute in considerazione la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

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

Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

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

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Danno (SLD) è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica.

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

$$\alpha_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$$

dove:

- a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC;
- S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC.

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

$$\alpha_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma$$

dove:

- $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2. 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 primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\Psi(z) = z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

Nel caso di meccanismi locali, lo stato limite Stato limite di danno corrisponde all'insorgere di fessurazioni che non interessano l'intera struttura ma solo una sua parte; pertanto, nel caso di edifici esistenti in muratura, anche in considerazione delle

giustificate esigenze di conservazione, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la sua verifica non è richiesta.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque, sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale α_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

in cui a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC, S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC e q è il fattore di struttura, che può essere assunto uguale a 2 .

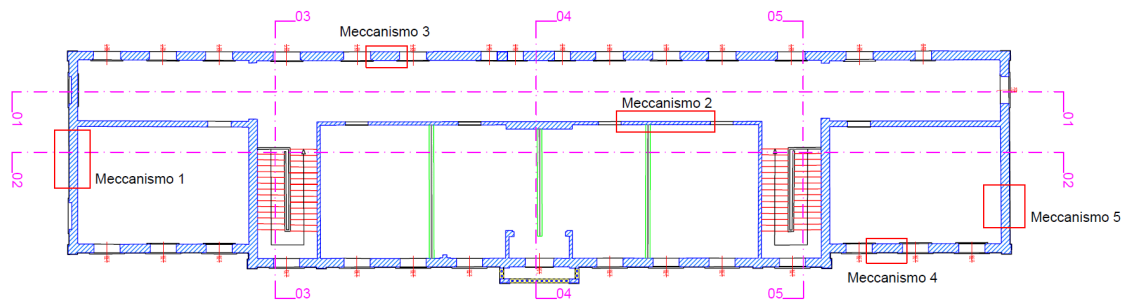
Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare, oltre alla relazione precedente, anche la:

$$\alpha_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

lo spettro di risposta è riferito alla probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento V_R .

8.3.2 Analisi dei cinematismi nella struttura

Nell'edificio sono stati individuati alcuni meccanismi tipici delle strutture in muratura che possono essere attivati dall'azione sismica, sia nelle pareti laterali che nelle partizioni interne. Di seguito viene riportata la piantina del primo impalcato con indicate le posizioni dei cinematismi.



MECCANISMO 1: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Si considera il cinematismo di ribaltamento della porzione di un metro della parete al 1° Piano, nel lato est delle aule poste nelle ali della struttura. La parete è a ridosso di un solaio in latero cemento, ed è caricata dalla copertura in legno non spingente.

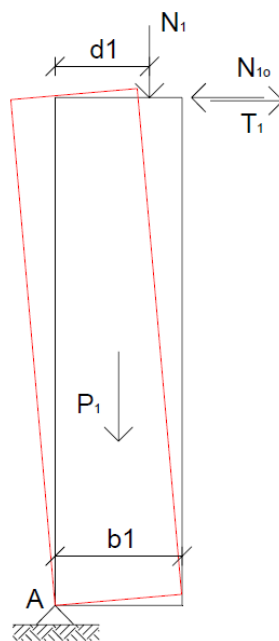


Figura 57 - Meccanismo parete singola a ribaltamento semplice

Caratteristiche materiali:

Muratura:

- Tipologia: Muratura di pietrame a spacco con buona tessitura.

$$\gamma_m = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$f_m = 3,20 \text{ MPa}$$

$$f_{md} = \frac{f_m \cdot 1,3 \cdot 1,1}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{3200 \cdot 1,3 \cdot 1,1}{2 \cdot 1,2} = 1,906 \text{ MPa} = 1906 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- Malta buona: 1,3
- Ricorsi o listature: 1,1

Caratteristiche struttura:

Altezza 1° piano	h	5,30	m
Altezza meccanismo	Z	4,90	m
Altezza struttura	H	10,20	m
Numero piano	n°	2	-
Spessore	s	0,38	m
Lunghezza parete	L	1	m

Definizione masse sismiche:

Elemento	Peso [kN]	X [m]	Y[m]
Parete 1° Piano	42,29	0,19	2,65
Copertura	6,38	0,253	5,30
Totale	48,67		

Stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare

Si determina il moltiplicatore di collasso α_0 delle forze verticali (calcolato dall'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera ipotizzata alla base di tutte le forze coinvolte) e la verifica cinematica lineare con accelerazione al suolo e in quota come prescritto in normativa.

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha_0 = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + N_1 \cdot d_1}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + N_1 \cdot h_1} = 0,066$$

Massa sismica partecipante:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i})}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2} = 44,69 \text{ kN}$$

Frazione di massa partecipante:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0,918$$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{FC \cdot M^*} = 0,0655$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo:

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr}) \cdot s}{q} = 0,109$$

Verifica non soddisfatta

Verifica SLV con accelerazione in quota:

$$\alpha_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0,153$$

dove:

- $S_e(T_1) = 0,6644$
- $\Psi(Z) = Z/H = 4,90/10,20 = 0,48$
- $\gamma = 3N/(2 \cdot N - 1) = 1,2$
- Fattore $q = 2,5$.

Verifica non soddisfatta

MECCANISMO 2: PARETE 1 PIANO MONOLITICA SEMPLICEMENTE
APPOGGIATA

Si considera il cinematismo di ribaltamento della porzione di un metro della parete di spina al Primo Piano, muratura che divide le aule centrali e il corridoio a nord. La parete ha uno spessore di 12 cm ed è precariamente appoggiata al muro di spina sottostante al primo piano.

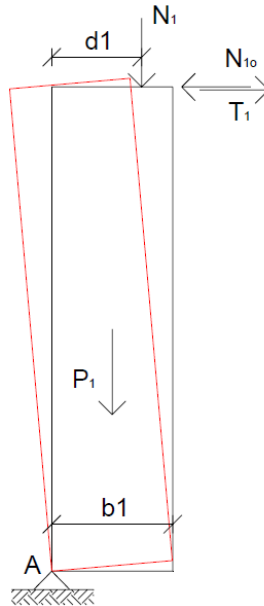


Figura 58 - Meccanismo parete singola a ribaltamento semplice

Caratteristiche materiali:

Muratura:

- Tipologia: Muratura in mattoni pieni e malta di calce:

$$\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$f_m = 3,45 \text{ MPa}$$

$$f_{md} = \frac{f_m \cdot 1,3 \cdot 1,1}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{3450 \cdot 1,5 \cdot 1,3}{2 \cdot 1,2} = 2,803 \text{ MPa} = 2803 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- Malta buona: 1,5;
- Ricorsi o listature: 1,3.

Caratteristiche struttura:

Altezza 1° piano	h	5,30	m
Altezza meccanismo	Z	4,90	m
Altezza struttura	H	10,20	m
Numero piano	n°	2	-
Spessore	s	0,12	m
Lunghezza parete	L	1	m

Definizione masse sismiche:

Elemento	Peso [kN]	X [m]	Y[m]
Parete 1° Piano	11,45	0,06	2,65
Totale	11,45		

Stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare

Si determina il moltiplicatore di collasso α_0 delle forze verticali (calcolato dall'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera ipotizzata alla base di tutte le forze coinvolte) e la verifica cinematica lineare con accelerazione al suolo e in quota come prescritto in normativa.

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha_0 = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2}}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2}} = 0,023$$

Massa sismica partecipante:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i})}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2} = 11,45 \text{ kN}$$

Frazione di massa partecipante:

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

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{FC \cdot M^*} = 0,021$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo:

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr}) \cdot s}{q} = 0,109$$

Verifica non soddisfatta

Verifica SLV con accelerazione in quota:

$$\alpha_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0,153$$

dove:

- $S_e(T_1) = 0,6644$
- $\Psi(Z) = Z/H = 4,90/10,20 = 0,48$
- $\gamma = 3N/(2 \cdot N - 1) = 1,2$
- Fattore $q = 2,5$.

Verifica non soddisfatta

MECCANISMO 3: PARETE 2 PIANI MONOLITICA SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Nel caso di edifici a più piani si possono attivare tanti cinematismi di ribaltamento quante sono le pareti. Le formule qui riportate si riferiscono al calcolo del momento stabilizzante e del momento ribaltante per il caso che vede tutte le pareti ruotare solidalmente attorno alla cerniera posta alla base dell'edificio. Anche in questo caso la parete si considera non ammortata alla eventuale parete ortogonale.

La parete considerata è un maschio murario di larghezza di un metro esteso per tutti e due i piani dell'edificio nel lato a nord, dove non è presente il cordolo in copertura.

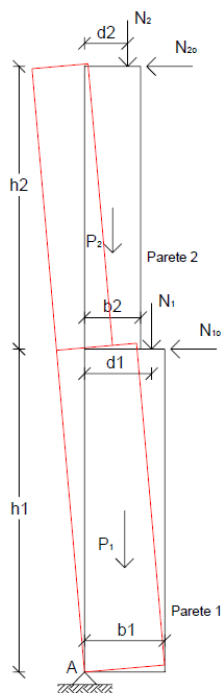


Figura 59 - Meccanismo parete a due piani a ribaltamento semplice

Caratteristiche materiali:

Muratura:

- Tipologia: Muratura in mattoni pieni e malta di calce:

$$\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$f_m = 3,45 \text{ MPa}$$

$$f_{md} = \frac{f_m \cdot 1,3 \cdot 1,1}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{3450 \cdot 1,5 \cdot 1,3}{2 \cdot 1,2} = 2,803 \text{ MPa} = 2803 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- Malta buona: 1,5;
- Ricorsi o listature: 1,3.

Caratteristiche struttura:

Altezza piano terra	h	4,90	m
Altezza 1° piano	h	5,30	m
Altezza meccanismo	Z	4,90	m
Altezza struttura	H	10,20	m
Numero piano	n°	2	-
Spessore	s	0,38	m
Lunghezza parete	L	1	m

Definizione masse sismiche:

Elemento	Peso [kN]	X [m]	Y[m]
Parete 1° Piano	67,03	0,19	2,45
Solaio in legno	15,6	0,126667	2,45
Parete 1° P	72,504	0,19	7,55
Copertura	12,75	0,126667	10,2
Totale	167,886		

Stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare

Si determina il moltiplicatore di collasso α_0 delle forze verticali (calcolato dall'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera ipotizzata alla base di tutte le forze coinvolte) e la verifica cinematica lineare con accelerazione al suolo e in quota come prescritto in normativa.

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha_0 = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + N_1 \cdot d_1 + P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_2 \cdot d_2}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + N_1 \cdot h_1 + P_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2}\right) + N_2 \cdot (h_1 + h_2)} = 0,034$$

Massa sismica partecipante:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i})}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2} = 130 \text{ kN}$$

Frazione di massa partecipante:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0,774$$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{FC \cdot M^*} = 0,040$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo:

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr}) \cdot s}{q} = 0,109$$

Verifica non soddisfatta

MECCANISMO 4: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Porzione di parete all'ultimo piano nel lato Sud dell'edificio su cui non grava il peso dell'impalcato di copertura e coronata in sommità da cordolo in calcestruzzo armato: si considera un'effettiva funzione di contenimento del cordolo ma non si considera esistente un perfetto ammorsamento tra il cordolo e la muratura sottostante. L'azione di contenimento si trasmette quindi alla muratura grazie all'attrito che si esplica al contatto tra questa e il cordolo sovrastante: il meccanismo di ribaltamento è quindi contrastato dal cordolo grazie all'attrito.

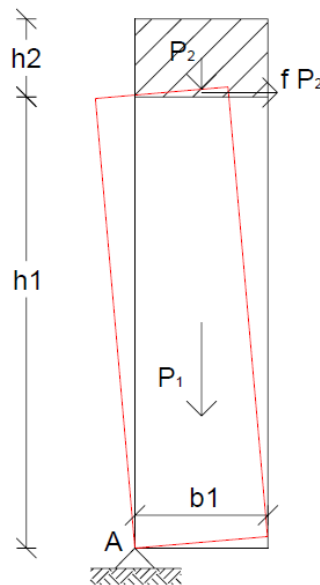


Figura 60 - Meccanismo parete singola a ribaltamento semplice con tirante

Caratteristiche materiali:

Muratura:

- Tipologia: Muratura di pietrame a spacco con buona tessitura.

$$\gamma_m = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$f_m = 3,20 \text{ MPa}$$

$$f_{md} = \frac{f_m \cdot 1,3 \cdot 1,1}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{3200 \cdot 1,3 \cdot 1,1}{2 \cdot 1,2} = 1,906 \text{ MPa} = 1906 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- Malta buona: 1,3
- Ricorsi o listature: 1,1

Calcestruzzo:

- Tipologia: C 25/30;

I valori principali di resistenza per la tipologia di calcestruzzo C 25/30 sono riportati in seguito:

- Resistenza caratteristica a compressione cubica: $R_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 24,90 \text{ Mpa}$
- Resistenza media a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ Mpa}$

Caratteristiche struttura:

Altezza 1° piano	h_1	5,30	m
Altezza meccanismo	Z	4,90	m
Altezza struttura	H	10,20	m
Numero piano	n°	2	-
Spessore	b_1	0,38	m
Altezza cordolo	h_2	0,25	m
Base cordolo	b_c	0,40	m

Definizione masse sismiche:

Elemento	Peso [kN]	X [m]	Y[m]
Parete 1° Piano	42,30	0,19	2,65
Cordolo	4,50	0,19	5,43
Totale	46,80		

Stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare

Si determina il moltiplicatore di collasso α_0 delle forze verticali (calcolato dall'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera ipotizzata alla base di tutte le forze coinvolte) e la verifica cinematica lineare con accelerazione al suolo e in quota come prescritto in normativa.

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha_0 = 2 \cdot f \cdot \frac{h_2}{h_1} + \frac{b_1(h_1 + h_2)}{h_1^2} = 0,164$$

dove:

- Coefficiente di attrito: $f = 0,6$.

Massa sismica partecipante:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i})}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2} = 42,30 \text{ kN}$$

Frazione di massa partecipante:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0,90$$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{FC \cdot M^*} = 0,167$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo:

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr}) \cdot s}{q} = 0,109$$

Verifica soddisfatta

Verifica SLV con accelerazione in quota:

$$\alpha_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0,153$$

dove:

- $S_e(T_1) = 0,6644$
- $\Psi(Z) = Z/H = 4,90/10,20 = 0,48$
- $\gamma = 3N/(2 \cdot N - 1) = 1,2$
- Fattore $q = 2,5$.

Verifica soddisfatta

MECCANISMO 5: PARETE TRATTENUTA SUPERIORMENTE DA CORDOLO

Questo meccanismo di collasso si verifica quando la parete è ben ammassata agli estremi (superiore e inferiore) mentre ha una carenza di collegamento nella zona centrale. Se le azioni orizzontali superano un certo valore le azioni verticali non sono più sufficienti a contrastare l'effetto instabilizzante del momento flettente e si instaura questo meccanismo di flessione composta verticale; effetto è la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi, attorno alla quale avviene la rotazione reciproca degli stessi per azioni fuori dal piano, e che a livello macroscopico è evidenziata da spancamenti e fuori piombo della parete, lesioni, sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.

In questo caso sottoposto a verifica il cinematisimo si analizza la parete al primo piano dei lati est/ovest, i quali sono trattenuti dal cordolo in sommità che è in grado di evitare il ribaltamento. In particolare, è la parete in analisi è risultata particolarmente suscettibile a questo tipo di collasso dall'analisi modale effettuata sul modello globale FEM.

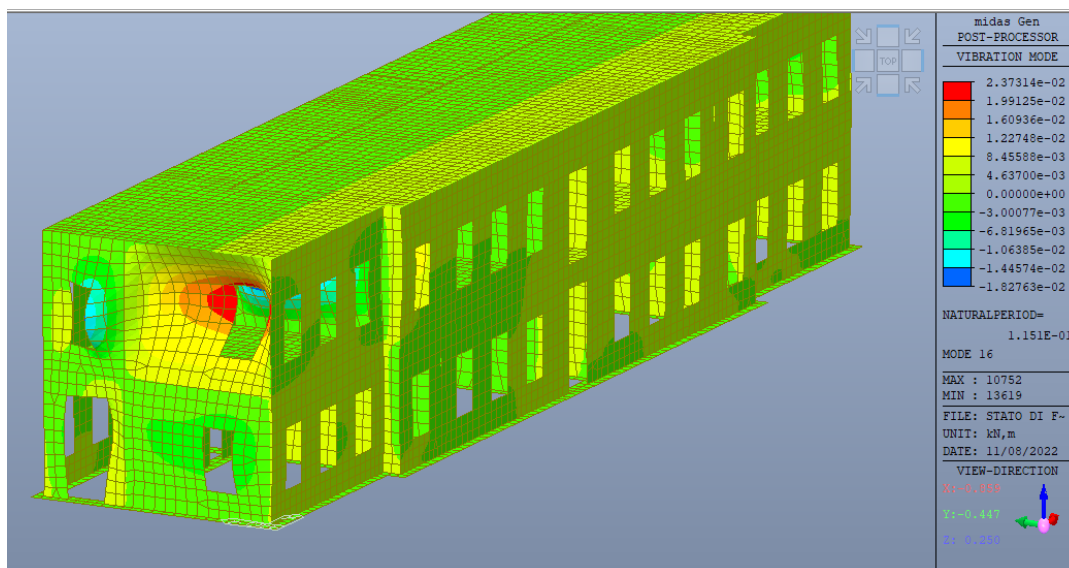


Figura 61 – Parete soggetta a flessione verticale fuori piano – Midas Gen

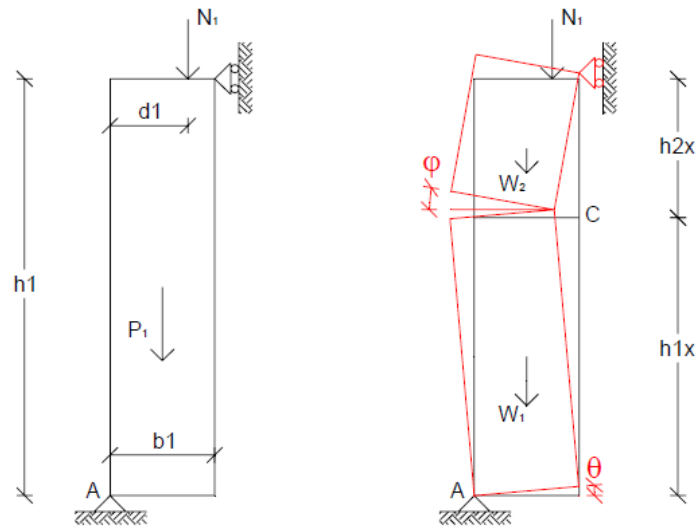


Figura 62 - Meccanismo di una parete singola a pressoflessione fuori piano

Caratteristiche materiali:

Muratura:

- Tipologia: Muratura di pietrame a spacco con buona tessitura.

$$\gamma_m = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$f_m = 3,20 \text{ MPa}$$

$$f_{md} = \frac{f_m \cdot 1,3 \cdot 1,1}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{3200 \cdot 1,3 \cdot 1,1}{2 \cdot 1,2} = 1,906 \text{ MPa} = 1906 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- Malta buona: 1,3
- Ricorsi o listature: 1,1

Calcestruzzo:

- Tipologia: C 25/30;

I valori principali di resistenza per la tipologia di calcestruzzo C 25/30 sono riportati in seguito:

- Resistenza caratteristica a compressione cubica: $R_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 24,90 \text{ Mpa}$
- Resistenza media a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,90 \text{ Mpa}$

Caratteristiche struttura:

Altezza 1° piano	H	5,30	m
Altezza primo blocco	h ₁	2,65	m
Altezza secondo blocco	h ₂	2,65	m
Numero piano	n°	1	-
Spessore	b ₁	0,40	m
Altezza cordolo	h ₂	0,25	m
Base cordolo	b _c	0,40	m

Definizione masse sismiche:

Elemento	Peso [kN]	X [m]	Y[m]
Primo blocco	19,08	0,19	6,23
Solaio Piano terra	19,08	0,19	8,88
Cordolo	2,5	0,19	10,08
Copertura	6,38	0,27	10,20
Totale	47,04		

Stima del moltiplicatore di attivazione del collasso e Verifiche SLV con analisi cinematica lineare

Il moltiplicatore di collasso α dei carichi verticali è calcolato tramite il coefficiente adimensionale μ con la seguente espressione:

$$\alpha_0 = 2 \frac{(\mu - 1)(N \cdot d + P_s \cdot a) + s(W + N + P_s)}{(\mu - 1)(W \cdot \frac{H}{\mu})}$$

dove:

- μ varia da 1 = cerniera di forma al bordo inferiore $h_2 = h$
a 10 = cerniera di forma al bordo inferiore $h_1 = h$
con intervalli di 0,10.

Questo coefficiente adimensionale μ indica il variare della posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza e si fissa pari al valore per cui il moltiplicatore di collasso

corrispondente sia il minore possibile. I dati di seguito sono relativi alla configurazione in questo caso:

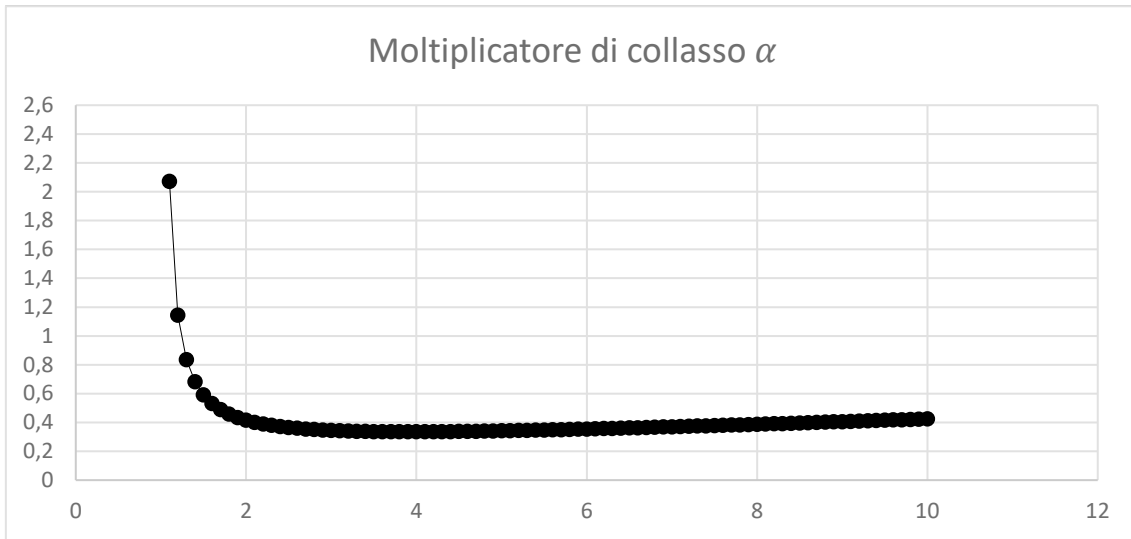


Grafico 1 - Moltiplicatore di collasso α

Il moltiplicatore di collasso è pari a:

Coefficiente μ	3,7
α	0,335

Massa sismica partecipante:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i})}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2} = 45,30 \text{ kN}$$

Frazione di massa partecipante:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0,963$$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{FC \cdot M^*} = 0,316$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo:

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr}) \cdot s}{q} = 0,110$$

Verifica soddisfatta

Verifica SLV con accelerazione in quota:

$$\alpha_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0,168$$

dove:

- $S_e(T_1) = 0,6644$
- $\Psi(Z) = Z/H = 4,90/10,20 = 0,52$
- $\gamma = 3N/(2 \cdot N - 1) = 1,2$
- Fattore $q = 2,5$.

Verifica soddisfatta

8.4 Analisi sismica: verifica globale

Nel modello Midas ad elementi a plate per eseguire la verifica sezionali del maschio murario è necessario utilizzare il comando “Local Direction Force Sum” ovvero un comando che ricava le sollecitazioni in una sezione integrando le tensioni. Le sollecitazioni sono in riferimento ad un sistema di riferimento generato per la singola sezione: nel nostro caso abbiamo F_x = forza assiale, M_y = momento nel piano e M_z = momento fuori piano.

Per i maschi murari, la verifica a pressoflessione di una sezione si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

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

dove:

- M_u = momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- l = lunghezza complessiva della parete (comprensiva della zona tesa);
- t = spessore della zona compressa della parete;
- σ_0 = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, $\sigma_0 = N/(l \cdot t)$ con N forza assiale agente positiva se di compressione); se N è di trazione, $M_u = 0$

- $f_d = f_k / \gamma_M =$ resistenza a compressione di progetto della muratura.

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_u = l \cdot t \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}}$$

dove:

- $l =$ lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni ed in assenza di resistenza a trazione;
- $t =$ spessore della parete;
- $b =$ coefficiente correttivo della distribuzione delle tensioni sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete ($1 \leq b = h/l \leq 1,5$);
- $\sigma_0 =$ la tensione normale media, riferita all'area delle tensioni sulla sezione;
- $\tau_{0d} =$ resistenza a taglio di riferimento della muratura pari a 0,07313 Mpa.

Si riporta in seguito la tabella delle verifiche dei maschi murari più sollecitati:

Cod. Maschio	Comb.	fmd [Mpa]	τ_{0d} [Mpa]	Med [kNm]	Ned [kN]	Ved [kN]	l [mm]	s [mm]	σ_0 [Mpa]
Est_M 1.1	gLCB31	1,906	0,039	969,57	657	537,52	7160	400	0,281
Int_M 1.1	gLCB27	2,803	0,073	865,16	489	462,1	6960	300	0,261
Int_M 2.1	gLCB27	2,803	0,073	829,7	489	462,1	6960	300	0,256
Int_M 4.6	gLCB31	2,803	0,073	292,8	255,66	286,84	6960	300	0,122
Int_M 3.6	gLCB31	2,803	0,073	279,44	261,29	287,31	6960	300	0,125
Int_M 1.6	gLCB31	2,803	0,073	103,47	399,39	367,14	6160	300	0,216

Mu [kNm]	Mu/Med	Vu [kN]	Vu/Ved	Rottura	
2019,018	2,082	371,682	0,652	taglio	0,652
1338,848	1,548	374,032	0,742	taglio	0,742
1534,448	1,849	405,065	0,824	taglio	0,824
843,974	2,882	332,757	1,160	taglio	1,160
861,531	3,083	334,686	1,165	taglio	1,165
1118,537	10,810	348,951	0,910	taglio	0,910

In conclusione, nel valutare i risultati ottenuti dall'analisi cinematica si evidenzia come i bassi valori di attivazione del meccanismo di ribaltamento della parete di spessore 15 cm nel muro di spina si ritengano poco realistici avendo trascurato il collegamento con le pareti trasversali. Più realistico sembra invece essere il meccanismo associato alle pareti nel lato sud trattenute superiormente da cordolo.

Dal punto di vista globale, il risultato dell'analisi ha riportato un valore di capacità di resistenza al sisma di progetto pari al 65%, inferiore all'80% richiesto dalla Normativa tecnica. È del tutto evidente, quindi, che il livello di sicurezza antisismica dell'edificio Bonin Longare, nello stato in cui attualmente si trova, è gravemente inadeguato, e che, di conseguenza, è necessario operare una serie di interventi di miglioramento-adequamento antisismico e statico della costruzione.

9. Elencazione delle vulnerabilità statiche e sismiche della struttura

La costruzione originaria del 1929 presenta una serie di condizioni di vulnerabilità, non solo nei confronti delle azioni sismiche, ma anche nei confronti delle sole azioni gravitazionali. Grazie alle verifiche e alle considerazioni effettuate durante i sopralluoghi in cantiere si sono potute valutare le diverse carenze strutturali e comportamentali del palazzo Bonin-Longare

9.1 Vulnerabilità alle azioni gravitazionali

Nei confronti delle azioni gravitazionali, si rilevano le seguenti situazioni di inadeguatezza e vulnerabilità strutturale del corpo di fabbrica originario:

- La zoccolatura di fondazione e il magrone non armato gettato contro terra con sezione obbligata, non sono adeguati a sostenere eventuali sovraccarichi dovuti dagli interventi strutturali e architettonici di restauro e miglioramento sismico;
- Eccessiva snellezza delle pareti murarie longitudinali e trasversali sia del Piano Terra, che del Primo Piano, a causa dell'altezza dei piani stessi in rapporto agli spessori delle pareti, e a causa dello scarso grado di vincolo alla rotazione e alla traslazione delle estremità inferiore e superiore della muratura, offerto dal solaio di calpestio del Primo Piano e dalla esilissima soffittatura sottotetto;
- Sottodimensionamento delle travi dell'impalcato di calpestio del Primo Piano rispetto alla luce da coprire (6,70 m) e ai carichi gravitazionali permanenti e variabili di utilizzazione;
- Sottodimensionamento dell'armatura metallica del solaio in latero-cemento del primo piano nella campata Sud delle aule, rispetto alla luce da coprire (6,10 m) e rispetto ai carichi gravitazionali permanenti e variabili di utilizzazione;
- insufficiente resistenza ai carichi gravitazionali dell'impalcato di soffittatura Perret che separa il Piano Primo dal Piano Sottotetto; si tratta di un impalcato costruito per esercitare la sola funzione di soffittatura del Piano Primo, e, come tale, considerato non praticabile e non strutturale, ma, comunque, occasionalmente interessato dall'accesso di personale e attrezzature per la

manutenzione degli impianti, dell'impalcato stesso, delle strutture lignee del tetto e dei piani di falda, oltre che potenzialmente sottoposto alla caduta di tavelle, tegole e altri corpi dal tetto, che potrebbero facilmente sfondare le tavelline della soffittatura; per dimensioni, distanza interasse e vincoli delle travi di legno alle quali è appeso il piano di tavelle di laterizio della soffittatura, mediante legature con filo di ferro, già in parte aggredite da ossidazione, il sottosistema di orizzontamento sottotetto si trova in condizioni di precarietà instabilità;

- Assenza di un cordolo di collegamento fra le pareti murarie e il solaio, a livello dell'impalcato di calpestio del Primo Piano: le travi di legno, ordite nella direzione trasversale dell'edificio, sono appoggiate a secco entro nicchie nella muratura, per una profondità dell'ordine, come detto, dei 25 cm;
- Assenza di incatenamenti travi-pareti nelle nicchie di appoggio nelle pareti all'impalcato intermedio;
- totale assenza sia di incatenamenti che di contrasti delle pareti frontali Nord e Sud a livello della soffittatura Perret di separazione del Piano Primo dal Sottotetto, a 70 cm, circa al di sotto dell'intradosso delle travi-catena delle capriate di copertura;
- Snellezza delle capriate e interasse elevato tra queste, in rapporto alla luce di 10 m circa, tra i punti d'appoggio. Sovraccarico delle catene per il collegamento di travi in legno, uso Trieste, per il sostegno del sottotetto in laterizio.

9.2 Vulnerabilità alle azioni sismiche

Nei confronti delle azioni sismiche si rilevano le seguenti situazioni di inadeguatezza e vulnerabilità strutturale:

- Mancata continuità in elevazione delle pareti trasversali centrali del piano terra, le quali non trovano riscontro al piano primo a causa della demolizione delle due pareti sovrastanti negli anni 50;
- Rigidezza e resistenza membranali bassa per l'impalcato centrale costituito da travi in legno ordite trasversalmente e un tavolato monostrato che non consentono di ripartire in modo omogeneo le forze orizzontali alle pareti resistenti. In aggiunta, le forze orizzontali in direzione trasversale applicano una forza ai muri

perimetrali portanti e al muro di spina, il quale ha una resistenza nel fuori piano quasi trascurabile;

- Resistenza nel piano bassa per le murature trasversali al piano terra, le quali soddisfano la verifica a pressoflessione ma non sono adeguate a resistere le sollecitazioni di taglio;
- Differenza ortotropa della rigidezza e resistenza membranali della soffittatura in laterocemento nelle ali laterali. Resistenza debole, ma esistente per le azioni parallele ai travetti, inesistente per le azioni ortogonali ai travetti. Funzione di diaframma tenuta in conto per la direzione dell'orditura del solaio, ma trascurabile per la direzione ortogonale. Aggiungendo a queste problematiche quelle per i carichi gravitazionali, il solaio non ha interesse di esistere e/o di essere oggetto di intervento, quindi sarà rimosso;
- Rigidezza e resistenza membranali del sottotetto, tipo Perret, da considerare quasi inesistente. Le caratteristiche della soffittatura, sottosistema non strutturale e non praticabile, rendono minima la capacità di funzione di diaframma orizzontale e quindi non può essere tenuto conto ai fini della valutazione della sicurezza della costruzione, sia per azioni sismiche che statiche;
- Diminuzione della sezione resistente delle pareti longitudinali portanti e della parete di spina interna dovuta all'inserimento delle travi nella muratura per l'appoggio a sostegno dell'impalcato del piano primo. Queste travi riducono la sezione parallela della parete per circa il 35% nelle pareti perimetrali, e per il 65% nella parete di spina, data dall'affiancamento delle travi dell'aula e del corridoio. Questa riduzione di sezione comporta ad una riduzione di rigidezza flessionale, assiale e a scorrimento trasversale delle pareti in quel tratto e crea una cerniera in corrispondenza del piano del solaio intermedio che rendono le pareti vulnerabile ai cinematismi fuori piano. Un'ulteriore aggravante è la mancata presenza di pareti trasversali che vincolino in parte le pareti longitudinali al meccanismo citato prima.;
- Scarso grado di controventamento delle falde e delle capriate di copertura; assenza di incatenamenti delle pareti murature alle catene della capriata. Elemento stabilizzante è il cordolo di gronda in sommità nel lato sud e parzialmente nei lati est/ovest dell'edificio, con una sezione in conglomerato cementizio armato che

funge da cordolo perimetrale e di trave orizzontale. Si nota la mancanza del cordolo nel lato nord, dove le capriate di appoggiano direttamente nella muratura.

- Instabilità delle colonnine in muratura poggianti sopra i muri interni al primo piano dell'edificio che fungono un sostegno improprio alle travi e capriate lignee; allo stesso modo, elevata criticità anche per i timpani in muratura emergenti dalle pareti trasversali.

10. Proposta degli interventi di adeguamento statico e sismico

Le tecniche di miglioramento sismico prevedono interventi di consolidamento e irrigidimento nel piano degli orizzontamenti e delle strutture di copertura allo scopo di assicurare una migliore distribuzione delle forze orizzontali tra gli elementi murari sismo-resistenti. Un ulteriore intervento che mira a migliorare la risposta sismica degli edifici esistenti consiste nella solidarizzazione dei solai e delle strutture di copertura alla scatola muraria allo scopo di eliminare i cinematismi fuori piano, problematica ricorrente che si è manifestata in numerosi edifici colpiti dai recenti eventi sismici. La composizione dei solai, in particolare la loro rigidezza di piano e il grado di connessione alle murature perimetrali, è uno dei principali parametri che influenza la risposta globale degli edifici in esame. Questo significa che il loro compito è quello di stabilizzare le pareti investite dal sisma fuori piano ad evitare ribaltamenti delle stesse, riportare alle pareti di controvento le azioni orizzontali e dissipare energia preservando il più possibile le strutture murarie verticali. Si andrà quindi ad analizzare un edificio a due piani a pianta rettangolare caratterizzato da differenti rigidezze dei diaframmi orizzontali.

Le proposte di intervento:

1. Fondazioni e solaio piano terra

Dal punto di vista fondazionale, grazie alla visita in cantiere che ha messo alla luce le criticità esposte nei capitoli precedenti, si propone di realizzare un consolidamento mediante allargamento di fondazione. Questo intervento è possibile realizzarlo all'altezza di imposta della zoccolatura e non partendo dal magrone di calcestruzzo, questo dato dal fatto che il terreno all'interno dell'edificio non è stato rimaneggiato ed è asciutto, compatto e ben consolidato. In tutta la superficie interna una platea di spessore 20 cm, doppiamente armata, costituendo un piano di appoggio per i muricci da realizzare e ripartendo uniformemente gli incrementi di carico derivanti dagli interventi di restauro. A ridosso della zoccolatura di fondazione, in continuità con la platea, si realizzerà l'allargamento della fondazione mediante una guancia in calcestruzzo armato di spessore 15 cm, che fungerà anche da appoggio al nuovo solaio di pavimento e ai ringrossi di murari al piano terra. Allo stesso modo, rimarcando la considerazione appena esposta,

sarà possibile realizzare i collegamenti passanti fuori-dentro, con funzione di ammorsamento delle due guance di allargamento della fondazione, attraverso la zoccolatura. Sul lato esterno saranno realizzati i cordoli di allargamento in calcestruzzo armato di altezza pari alla quota di piano campagna con spessore di 25 cm.

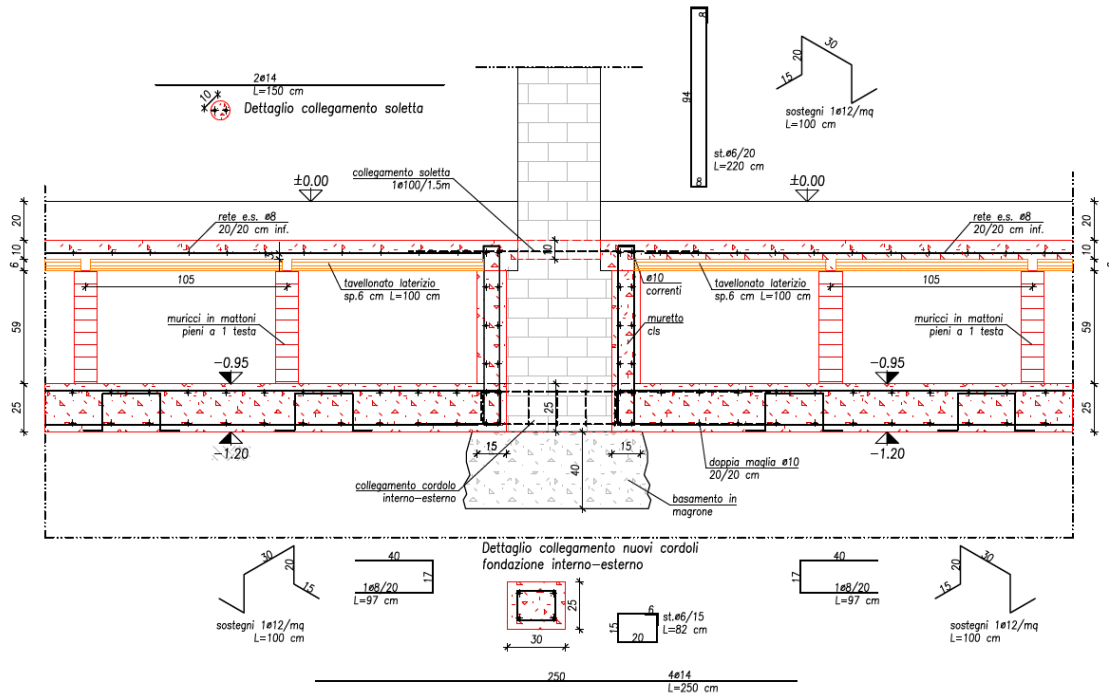


Figura 63 - Stralcio dell'intervento di fondazione con platea in c.a. e muricci in laterizio

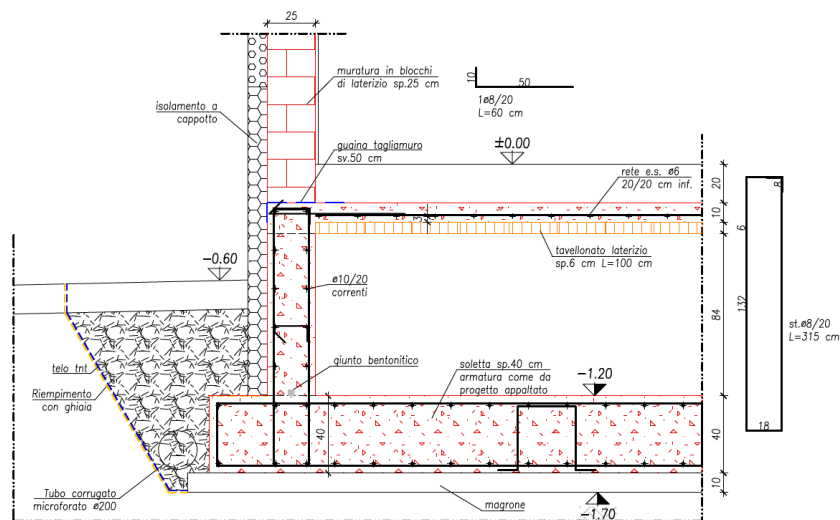


Figura 64 - Stalcio della nuova fondazione a platea del vano tecnico

2. Rinforzo muratura e costruzioni di murature ex-novo

Un possibile intervento migliorativo statico e sismico riguardante le pareti murarie è il rinforzo delle attuali murature interne in mattoni pieni mediante rinfianco di un nuovo paramento murario ad una testa, inserendo dei diaconi in mattoni in numero adeguato a garantire un buon grado di ammorsamento tra i due paramenti.

Le pareti interessate saranno:

- le due pareti centrali nell'atrio al piano terra;
- le due pareti interne che dividono il vano scala all'aula principale al piano terra;
- il muro di spina interno che divide le aule al corridoio al piano terra;
- le due pareti interne che dividono il vano scala all'aula principale al piano primo;
- il muro di spina interno che divide le aule al corridoio al piano primo.

In aggiunta ai diversi rinforzi, si dovranno realizzare delle murature ex-novo per restituire la continuità delle pareti in muratura tolta nell'ultimo intervento strutturale costruzione di due parete centrale a due teste, come nell'edificio originario, al piano primo;

Completamento di porzioni di muratura dalla quota di soffittatura fino alle catene delle capriate:

- parete di spina a due teste
- pareti dei vani scale

3. Rinforzo solaio primo impalcato

Grazie alle indagini effettuate in cantieri si è potuto verificare lo stato di conservazione degli impalcati al piano primo. Per quanto riguarda il solaio in latero-cemento nelle ali laterali dell'edificio, non presenta segni di fessurazioni e dissesti e all'apparenza sembra robusto e ben realizzato. In base alle considerazioni appena citate si è scartata l'idea di una demolizione e ricostruzione del solaio, sia perché la demolizione creerebbe uno stress alle strutture dell'edificio sia perché non sarebbe un approccio conservativo dal punto di vista della Sovrintendenza. Si propone quindi un intervento di consolidamento, con la rimozione delle pignatte in laterizio e l'inserimento, al loro posto, di un cordolo in calcestruzzo armato, completato con il getto di una cappa collaborante superiore, armata con maglia elettrosaldata. Per incrementare il comportamento scatolare nelle ali laterali, creare un piano rigido e consolidare le pareti murarie al ribaltamento fuori piano si

propone di effettuare delle connessioni laterali, intorno al perimetro del solaio, con degli inghisaggi con barre filettate ancorati con resina epossidica.

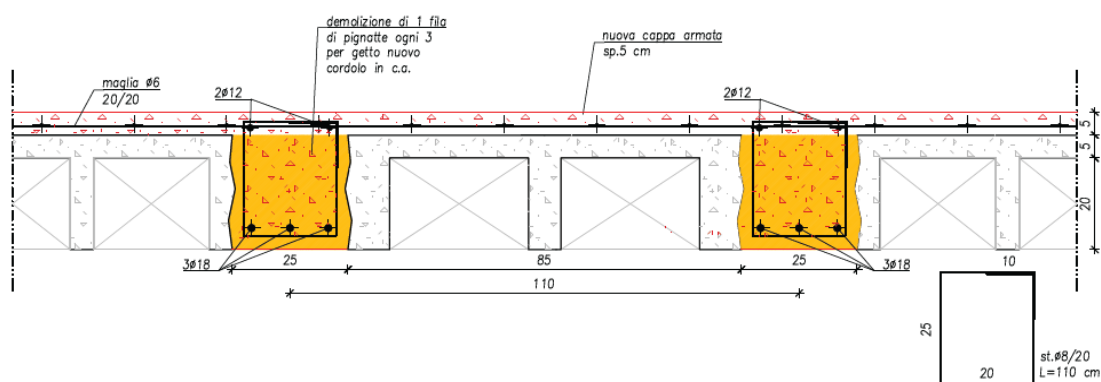


Figura 65 - Stalcio dell'intervento di consolidamento del solaio in latero-cemento – Piano primo

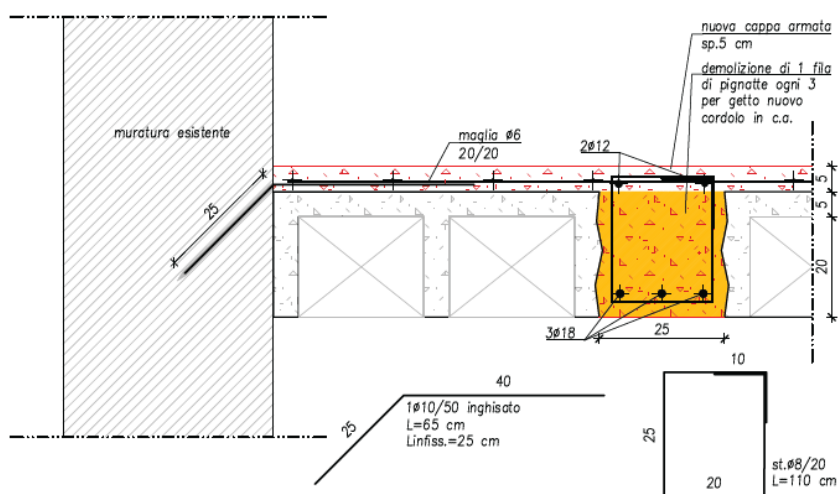


Figura 66 - Dettaglio di una barra di inghisaggio nella muratura esistente – Piano primo

Nella zona centrale del corpo di fabbrica è presente un solaio a travi lignee e semplice tavolato in buono stato di conservazione. Le travi in legno appaiono in buono stato, non presentano segni di marcescenza e di fessurazione, e presentano una sezione resistente adeguata, anche se sicuramente non sufficiente per soddisfare le verifiche della normativa tecnica attuale. Come specificato nel capitolo precedente, le travi del corridoio e delle aule, si appoggiano affiancate nel muro di spina centrale, riducendo la sezione trasversale del muro alla quota dell'impalcato e creando un'instabilità. In base alle problematiche appena citate, si propongono i seguenti interventi di conservazione e consolidamento dell'impalcato:

- conservazione delle travi lignee esistenti, previa sabbiatura e applicazione di impregnante antitarlo; inserimento di tre travi rompitratta in acciaio nelle aule: due travi HEB 240 inserite parallelamente tra le travi lignee con un interasse di 3,60 m circa dall'asse centrale dell'aula, appoggiate in delle nicchie nella muratura esistente e una trave HEB 200 in direzione longitudinale, collegata e sostenuta alle due precedenti travi in acciaio, con funzione di irrigidimento flessionale, e appoggiata anch'essa in delle nicchie create nella muratura esistente.
- rimozione del tavolato esistente e applicazione di due tavolati lignei di spessore 25 mm ciascuno, a bordi sfasati, incrociati, il primo, a 90° e il secondo 45° gradi per la formazione del piano rigido e fissati sulle travi con viti inclinate.
- applicazione di un profilo presso-piegato di acciaio sul perimetro delle stanze per collegare i tavolati alle pareti murarie. I presso-piegati saranno resi continui mediante piastre metalliche in sovrapposizione, fissati con viti auto-foranti per acciaio, in modo da formare un cordolo metallico. Questi profili verranno fissati al tavolato in legno mediante viti e fissati alla muratura con inghisaggi a barre filettati ancorate con resina epossidica; inoltre, nelle zone d'angolo dove i profili confluiscono, saranno inserite delle barre di acciaio inox collegate ad un capochiave, posizionato esternamente, con funzione di "tirante", per assicurare il comportamento scatolare al corpo centrale.

Con lo scopo di ripristinare la tessitura della parete di spina in corrispondenza della fascia orizzontale dell'appoggio delle travi lignee e realizzare una continuità strutturale della muratura, si propone di tagliare le teste delle travi nel solaio di corridoio, accorciando la loro lunghezza per poterle vincolare al nuovo paramento murario realizzato al piano terra.

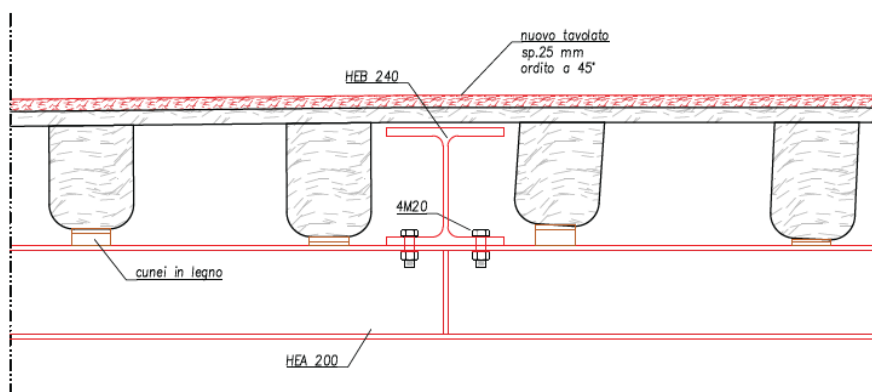


Figura 67 - Dettaglio di collegamento delle travi in acciaio per il consolidamento del solaio in legno - Piano Primo

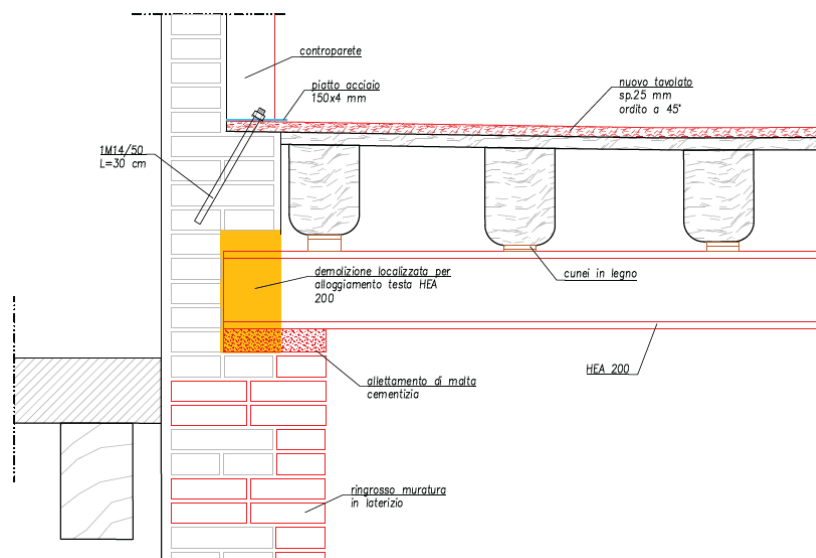


Figura 68 - Dettaglio della trave in acciaio e rinforzo dei muri esistenti - Piano primo

4. Rinforzo della muratura con un sistema di reti e connettori in GFRP

L'analisi sismica globale effettuata nel modello numerico dell'edificio allo stato di fatto ha riportato una bassa resistenza nel piano delle murature trasversali al piano terra. Allo scopo di incrementare la resistenza nel piano si effettuerà un intervento di consolidamento dei muri in questione mediante rinforzo con un sistema di reti GFRP.

Questo sistema utilizza la tecnica dell'“intonaco armato” applicato su entrambe le facce della muratura impiegando reti, connettori ed accessori in GFRP abbinati a malte preferibilmente a base calce, realizzando intonaci armati collaboranti che migliorano le resistenze meccaniche delle murature.

5. Solaio sottotetto

La controsoffittatura tipo Perret, come già descritto precedentemente, oltre ad apparire in precarie condizioni di stabilità, non contribuisce in modo significativo alla resistenza delle azioni orizzontali. Queste considerazioni supportano la decisione di non intervenire con opere di recupero dell'elemento e di operare per la completa rimozione del controsoffitto.

A sostituzione del vecchio controsoffitto in laterizio, si prevede la costruzione di un impalcato in legno costituito da un doppio tavolato incrociato con spessore 25 mm ciascuno, simile a quello utilizzato nel solaio di primo piano. Questo solaio di sottotetto sarà complanare con le catene delle capriate, appoggiandosi alle stesse e alle nuove travi

lignee sulla sommità delle murature, rendendo il nuovo solaio e la copertura un unicum strutturale dal punto di vista sismico.

Allo stesso modo, come effettuato nel solaio in legno del piano primo, si vincolerà il tavolato all'estradosso con un profilo angolare in tutto il perimetro dell'edificio, fissandoli con delle viti al tavolato e al cordolo perimetrali in calcestruzzo con degli inghisaggi a barre filettate ancorati con resina epossidica. Questo intervento fornirà un comportamento scatolare all'intera struttura e avrà la funzione di tirante consolidando le pareti al ribaltamento fuori piano.

Alla stessa quota del solaio del sottotetto, verrà implementato un cordolo in calcestruzzo nel lato nord, in continuità con quello già esistente nel lato sud,est e ovest, con lo scopo di dare appoggio ai nuovi elementi di copertura.

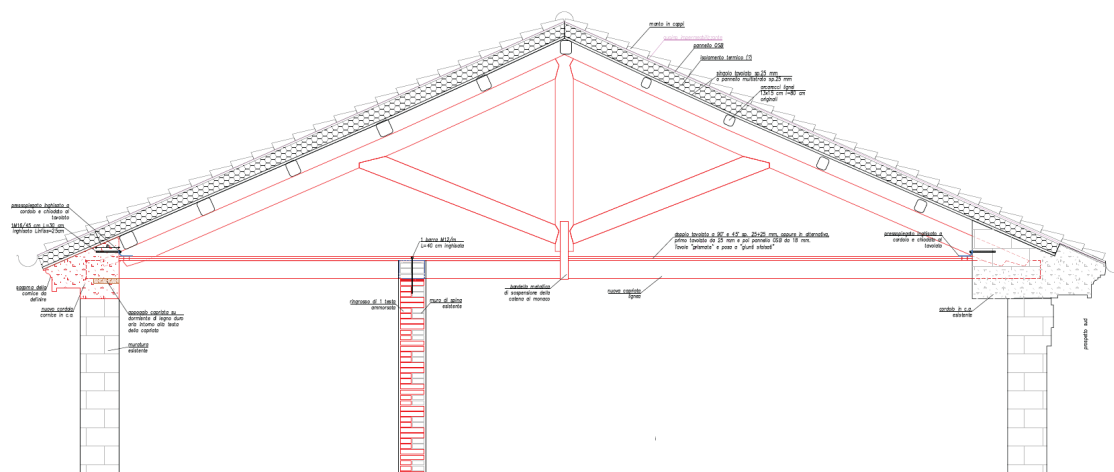


Figura 69 - Stalcio dei rinforzi in copertura

6. Rinforzo copertura

A livello della copertura, la scelta di demolire le colonne e timpani di muratura, i quali svolgono un parziale sostegno della copertura, pone la necessità consolidare gli elementi lignei e di inserire delle nuove capriate simili a quelle esistenti. In aggiunta, per ridurre la luce del tavolato ligneo del sottotetto, verranno inserite delle travi in legno alla medesima quota delle catene delle capriate, in appoggio all'esistente cornice di gronda in calcestruzzo nel lato sud e al nuovo cordolo in calcestruzzo nel lato nord. Per ridurre la luce delle travi e delle catene delle capriate sarà esteso il muro di spina interno, con un muretto a due teste, per svolgere il compito di rompitratta ai nuovi elementi lignei.

Per quanto riguarda lo stato conservativo delle strutture lignee esistenti, il rilievo in cantiere ha constatato le buone condizioni degli elementi in copertura, il che è probabile un recupero pressoché totale. Come si può vedere nelle foto di seguito presentate, la maggioranza dei puntoni e le catene delle capriate sono in buono stato, non hanno segni di attacco da parte di funghi e insetti e la consistenza del legno è buona, segno di poca esposizione all'umidità. Anche le teste delle travi incassate nella muratura, zona critica per il legno, si presentano in uno stato accettabile. Al fine di conservare e restaurare gli elementi lignei, sarà effettuato un lavoro di sabbatura o carteggiatura e un intervento di verniciatura impregnante antitarlo.

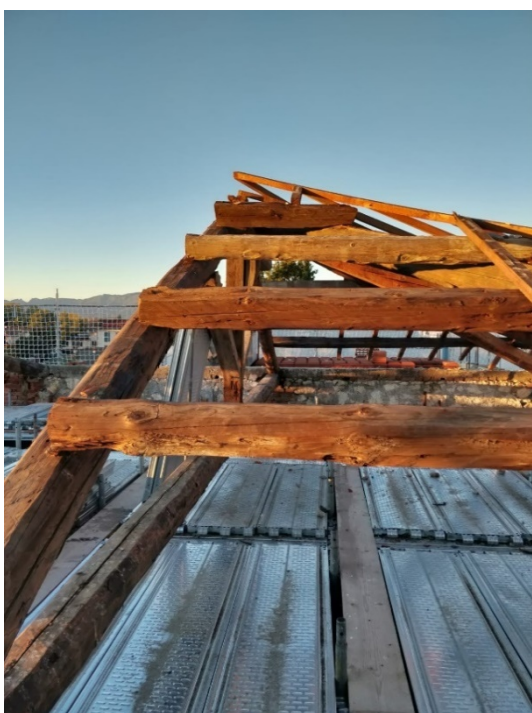


Figura 71 - Arcarecci di copertura



Figura 70 - Stato di conservazione del puntone di una capriata - Copertura



Figura 72 - Stato di conservazione di un collegamento catena-puntone della capriata - Copertura



Figura 73 - Stato di conservazione della testa di una trave - Copertura

Nel puntone della capriata della zona centrale dell'edificio, è presente l'unico caso di marcescenza dovuta ad un'infiltrazione d'acqua nella copertura. Nelle foto a seguito riportate si può notare il deterioramento del legno nella parte di mezzeria della trave con una sensibile perdita di sezione resistente dell'elemento. Al fine di non sostituire l'intera capriata o di smontarla per eliminare il puntone per ripristinarlo con un nuovo elemento, si andrà a rimuovere l'elemento aggiuntivo in legno e verrà eseguito un intervento di fettonatura, ovvero affiancando due spesse tavole di legno nell'intera lunghezza del puntone e connesse con dei chiodi autoperforanti.

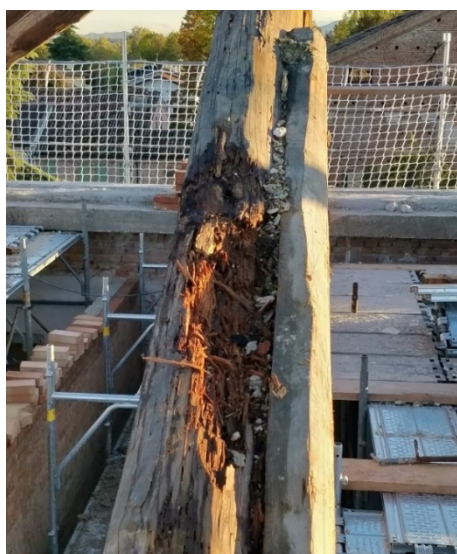


Figura 74 - Stato di marcescenza di una porzione di capriata - Copertura

6. Corpi esterni

I vani esterni esistenti, costruiti parzialmente nel 1929 e ampliati nel 1956-59 vengono demoliti per incongruenza con il fabbricato principale dal punto di vista sismico. Con il nuovo progetto di recupero si vogliono ricostruire nella forma originaria, sfruttando le loro caratteristiche per incrementare la sicurezza sismica globale dell'edificio. Una soluzione è quella di realizzare i corpi in muratura di laterizio, ammorsandola in modo adeguato alle murature esistenti del fabbricato principale e creando dei piani rigidi costruendo i solai in latero-cemento.

Le pareti del vano ascensore saranno costruite ugualmente in laterizio ma inserendo dei cordoli in calcestruzzo armato ogni 1,50 m per consentire il fissaggio delle guide dell'ascensore.

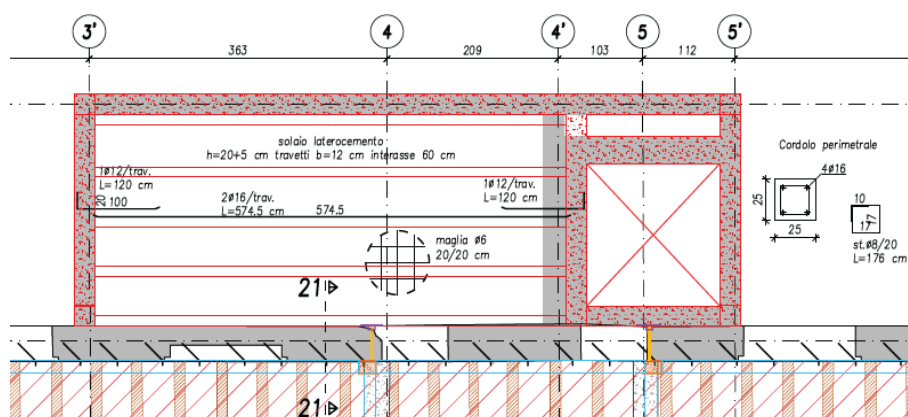


Figura 75 - Stralcio della pianta del Vano tecnico

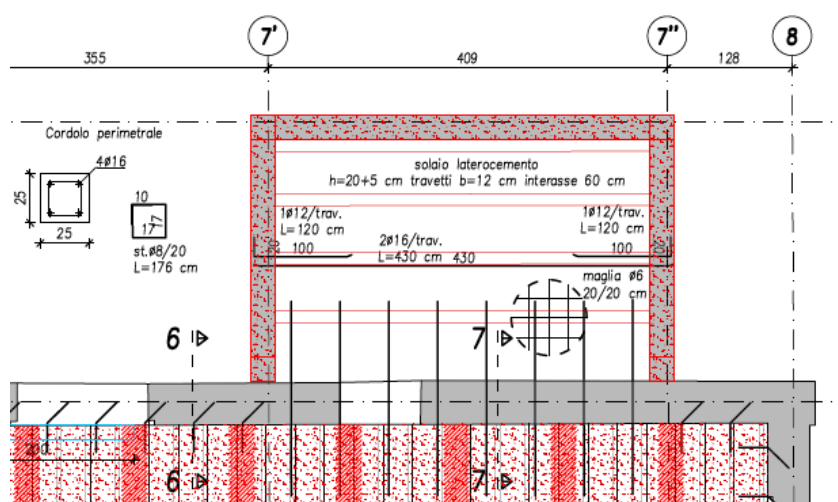


Figura 76 - Stralcio della pianta del Vano bagni

11. Progetto degli interventi

11.1 Aggiornamento del modello Midas Gen

Dal punto di vista della modellazione numerica effettuata con il software Midas Gen, gli interventi precedentemente elencati sono stati implementati nel progetto dello stato di fatto al fine di analizzare il futuro comportamento della struttura e valutare se questi possono migliorare positivamente il comportamento e la resistenza della struttura.

Riprendendo le diverse ipotesi di miglioramento, di seguito si espongono le modifiche eseguite:

- Eliminata l'ipotesi di piano infinitamente rigido nell'impalcato di sottotetto, il quale verrà sostituito con un solaio in legno a tavole incrociate. Allo stesso modo, nell'impalcato di primo piano, il quale verrà rinforzato con un ulteriore tavolato da 25mm, è stato aumentato lo spessore degli elementi plate e modificato il materiale isotropo lineare elastico con coefficiente di Poisson pari a $\nu=0.21$ ed il modulo elastico pari a $E = 2 \cdot G \cdot (1+\nu) = 2 \cdot (2100/25) \cdot (1+0,21) = 200$ MPa.
- Aumentato lo spessore nelle murature rinforzate con una o due teste di mattoni piani;
- Aumentato lo spessore nelle murature rinforzate con il sistema FRCM e modificato il modulo di resistenza elastica $E = 3577,5$ Mpa;
- Modificata la geometria del solaio in latero cemento con i nuovi cordoli in calcestruzzo armato;
- Aggiunto il peso della nuova copertura, incrementato dall'inserimento di nuove capriate e travi rompitratta lignee, e modellato il cordolo di sommità in calcestruzzo armato nel lato nord dell'edificio;
- Aggiunti i due corpi servizi che nello stato di fatto non erano solidali con la struttura. Tali corpi esterni sono stati modellati con diaframmi infinitamente rigidi perché realizzati in latero-cemento e murature di spessore 25 cm e modulo elastico $E=3500$ Mpa;
- Implementato le nuove aperture nel muro a lato nord che e modificate le aperture delle porte nel muro di spina, sia al piano terra che al piano primo.

11.1.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali da impiegare

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali che verranno implementati negli interventi di consolidamento dell'edificio in esame.

STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

Le classi di resistenza del calcestruzzo utilizzate sono divise in base agli elementi strutturali da eseguire:

- Per le strutture di fondazione: C 28/35;
- Per pilastri, travi, cordoli e solette: C 30/37.

I valori principali di resistenza per la tipologia di calcestruzzo C 28/35 sono riportati in seguito:

- Resistenza caratteristica a compressione cubica: $R_{ck} = 35 \text{ Mpa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 29,05 \text{ Mpa}$
- Resistenza media a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37,05 \text{ Mpa}$
- Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,70 \cdot 0,30 \cdot \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} = 1,32 \text{ Mpa}$
- Resistenza a compressione di design: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{29,05}{1,5} = 19,37 \text{ Mpa}$
- Classe di esposizione XC2
- Classe di consistenza S4
- Dimensione massima aggregato 25 mm.

I valori principali di resistenza per la tipologia di calcestruzzo C 30/37 sono riportati in seguito:

- Resistenza caratteristica a compressione cubica: $R_{ck} = 37 \text{ Mpa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 30,70 \text{ Mpa}$
- Resistenza media a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38,70 \text{ Mpa}$
- Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,70 \cdot 0,30 \cdot \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} = 1,37 \text{ Mpa}$
- Resistenza a compressione di design: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30,70}{1,5} = 20,47 \text{ Mpa}$
- Classe di esposizione XC3
- Classe di consistenza S5
- Dimensione massima aggregato 20 mm

ACCIAIO DA ARMATURA

L'acciaio utilizzato è il tipico acciaio da armatura da inserire nel getto in CA ed è di tipologia B450c. Le caratteristiche principali sono riportate in seguito:

- Resistenza a snervamento caratteristica: $f_{yk} = 450 \text{ Mpa}$
- Resistenza a rottura: $f_{tk} = 540 \text{ Mpa}$
- Modulo elastico: $E_s = 206000 \text{ Mpa}$
- Tensione a snervamento di design: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391 \text{ Mpa}$

STRUTTURE IN ACCIAIO

L'acciaio utilizzato per le strutture metalliche sono profili laminati a caldo e stampati a freddo. Le caratteristiche principali sono riportate in seguito:

- Tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 235 \text{ Mpa}$
- Tensione di rottura: $f_{tk} = 360 \text{ Mpa}$
- Modulo elastico: $E_s = 210000 \text{ Mpa}$
- Tensione a snervamento di design: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{235}{1.15} = 204,3 \text{ Mpa}$

STRUTTURE IN LEGNO

- Travi e tavolati in legno massiccio di classe C24 conforme a UNI EN 338;
- Travi in legno lamellare di classe GL24h conforme a UNI EN 14080.

11.1.2 Analisi dei carichi – Progetto

Solaio ligneo Sala biblioteche – Primo piano

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m ²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Travi lignee 17x23 cm i = 48cm		0,41
Doppio Tavolato sp. 25+25 mm		0,25
Incidenza Profili in acciaio di rinforzo		0,24
Totale		0,90
<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	

Massetto sabbia-cemento sp. 50 mm		1,00
Massetto alleggerito sp. 70 mm		0,53
Piastrelle sp. 20 mm		0,40
Anti-calpestio		0,20
Controsoffitto		0,30
Totale		2,43
<u>ACCIDENTALE</u>	q	6,00

Solaio ligneo Corridoio – Primo piano

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Travi lignee 13x16 cm i = 48cm		0,22
Doppio Tavolato sp. 25+25 mm		0,25
Totale		0,47
<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	
Massetto sabbia-cemento sp. 50 mm		1,00
Massetto alleggerito sp. 70 mm		0,53
Piastrelle sp. 20 mm		0,40
Anti-calpestio		0,20
Controsoffitto		0,30
Totale		2,43
<u>ACCIDENTALE</u>	q	4,00

Solaio latero cemento Ali esterne – Primo piano

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Solaio laterocemento h=20+5 cm		3,20

Rinforzo con cappa e cordoli in cls		1,24
Totale		4,62
<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	
Massetto sabbia-cemento sp. 50 mm		1,00
Massetto alleggerito sp. 70 mm		0,53
Piastrelle sp. 20 mm		0,40
Anti-calpestio		0,20
Controsoffitto		0,30
Totale		2,43
<u>ACCIDENTALE</u>	q	4,00

Solaio ligneo – Sottotetto

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Travi lignee 16x20 cm i = 100cm		0,16
Doppio Tavolato sp. 25+25 mm		0,25
Totale		0,41
<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	
Piastrelle sp. 20 mm		0,40
Incidenza impianti appesi		0,30
Totale		0,50
<u>ACCIDENTALE</u>	q	0,50

Solaio di copertura

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Arcarecci 14x14 cm i = 100cm		0,10
Tavolato sp. 25 mm		0,13
Totale		0,23
<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	
Manto di coppi		0,85
Membrana traspirante		0,10
Isolamento		0,27
Anti-calpestio		0,20
Totale		1,42
<u>ACCIDENTALE</u>	q	1,20

11.2 Analisi statica

In questo capitolo sono presenti le verifiche statiche degli interventi di recupero descritti in precedenza.

8.2.1 Solaio latero-cemento

Il rinforzo del solaio in laterocemento nella zona delle ali del fabbricato consiste nella realizzazione di una cappa in calcestruzzo armato, collaborante con quella già esistente, con uno spessore pari a 5 cm e armata con una rete elettrosaldata Ø8 a maglia 20/20 cm. A sostegno della nuova cappa verranno creati dei nuovi cordoli in calcestruzzo armato all'interno di una fila di pignatte precedentemente demolita, di dimensione 25x25 cm ad interasse 110 cm. Nei calcoli, a favore di sicurezza, si assume che i nuovi cordoli sostengano, oltre al peso proprio, tutto il carico permanente ed accidentale, quindi tutto il carico, salvo il peso proprio del solaio esistente.

Si riprendono i carichi analizzati precedentemente:

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Rinforzo con cappa e cordoli in cls		2,81
Totale		2,81
<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	
Massetto sabbia-cemento sp. 50 mm		1,00
Massetto alleggerito sp. 70 mm		0,53
Piastrelle sp. 20 mm		0,40
Anti-calpestio		0,20
Controsoffitto		0,30
Totale		2,43
<u>ACCIDENTALE</u>	q	4,00

Di seguito la geometria del solaio soggetto all' intervento di consolidamento:

Altezza solaio	0,30	m
Spessore cappa	0,10	m
Altezza pignatta in laterizio	0,20	m
Larghezza laterizio	0,30	m
Interasse travetti	1,10	m
Luce solaio	6,10	m

$$q_{SLU} = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q2}\Psi_{02}Q_{k2} = 13,40 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU, travetto} = q_{SLU} \cdot i = 12,18 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 12,18 \cdot 6,1^2 = 56,67 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 12,18 \cdot 6,1 = 37,15 \text{ kNm}$$

Verifica a flessione:

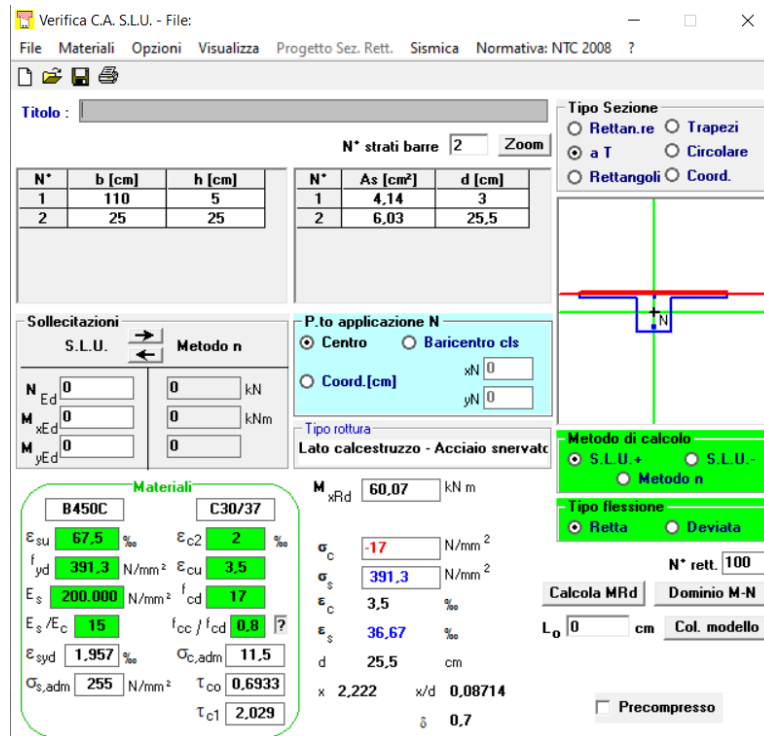


Figura 77 - Verifica a flessione - VCASLU

$$\frac{M_{rd}}{M_{ed}} = 1,06 > 1$$

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio:

$$V_{rd} = \min \left\{ 0,18 * k * \frac{(100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} * b_w * d; v_{min} * b_w * d \right\} = 43,60 \text{ kN}$$

Dove:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{603}{250 * 250} = 0,96\%$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{0,5} = 1,89$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,50$$

$$\frac{V_{rd}}{V_{ed}} = 1,17 > 1$$

Verifica soddisfatta

8.2.2 Solaio in legno

L'intervento di rinforzo del solaio in legno nel corpo centrale consiste nella rimozione del tavolato esistente e posare due tavolati lignei di spessore 25 mm ciascuno, a bordi sfasati, incrociati, il primo, a 90° e il secondo 45° gradi per la formazione del piano rigido e fissati sulle travi con viti inclinate. Al fine di assicurare il comportamento scatolare al corpo centrale dell'edificio, saranno applicati dei profili presso-piegati in acciaio sul perimetro delle stanze per collegare i tavolati alle pareti murarie. I presso-piegati saranno resi continui mediante piastre metalliche in sovrapposizione, fissati con vite auto-foranti per acciaio, in modo da formare un cordolo metallico. Questi profili verranno fissati al tavolato in legno mediante viti e fissati alla muratura con inghisaggi a barre filettati ancorate con resina epossidica; inoltre, nelle zone d'angolo dove i profili confluiscono, saranno inserite delle barre di acciaio inox collegate ad un capochiave, posizionato esternamente, con funzione di "tirante".

Dal punto di vista statico, limitatamente alle sale biblioteca si prevede l'inserimento di 3 travi in acciaio in ciascuna sala: due profili HEB220, posizionate parallelamente e tra le travi lignee, all'incirca ai terzi della sala, ed una rompitratta HEA200 posizionata inferiormente alle travi di solaio e collegata con bulloni alle HEB220.

Al fine di verificare l'idoneità di tale proposta è stato realizzato un modello fem del solaio.

Il tavolato è stato modellato con elementi plate di spessore 25 mm, le travi lignee e metalliche sono state modellate con elementi beam con caratteristiche corrispondenti alla geometria e alle proprietà meccaniche. Nel contorno dell'area del solaio sono stati inseriti dei vincoli per simulare l'appoggio nelle murature.

La rompitratta HEB200 è stata collegata alle travi lignee ed alle putrelle HEB220 mediante un elemento truss, che trasmette solo sforzi normali, per simulare la connessione mediante i bulloni.

Di seguito si può vedere un'immagine del modello.

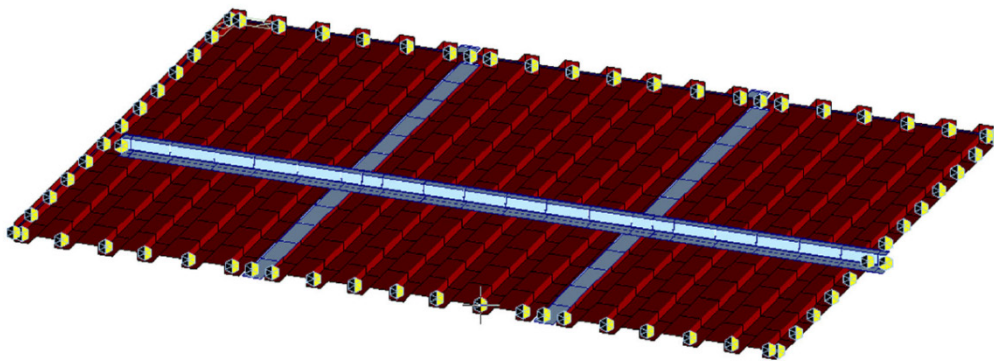


Figura 78 - Modello numerico solaio in legno - Midas Gen

Si riportano i diagrammi di sollecitazione delle travi in acciaio:

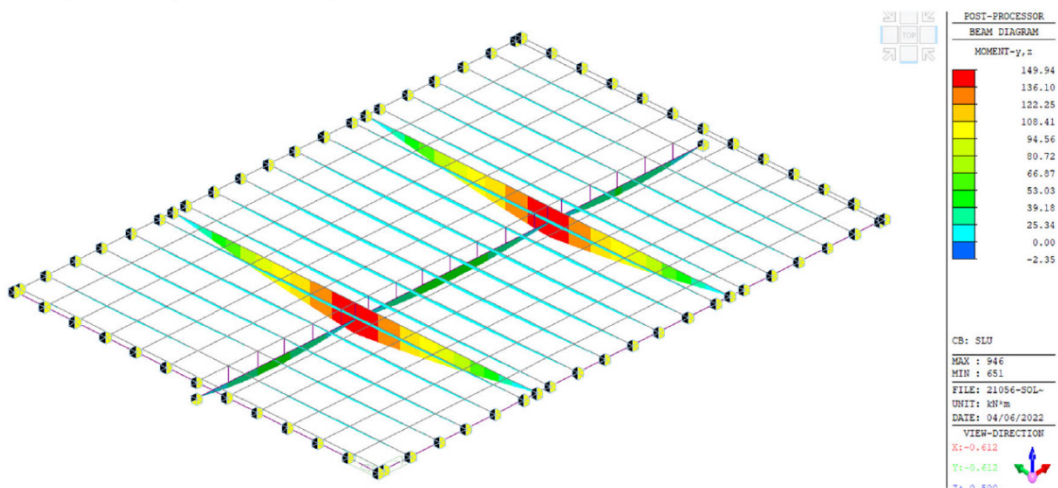


Figura 79 - Diagramma del momento flettente - Combinazione SLU

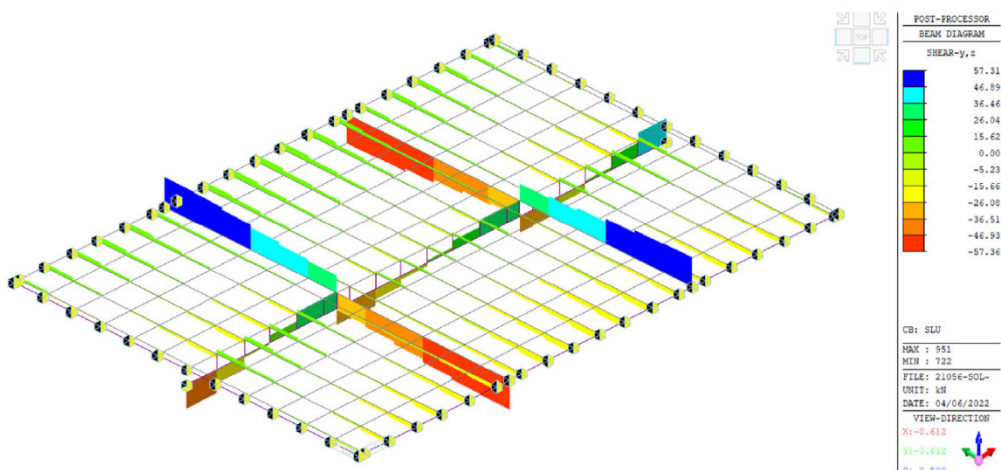


Figura 80 - Diagramma dello sforzo di taglio - Combinazione SLU

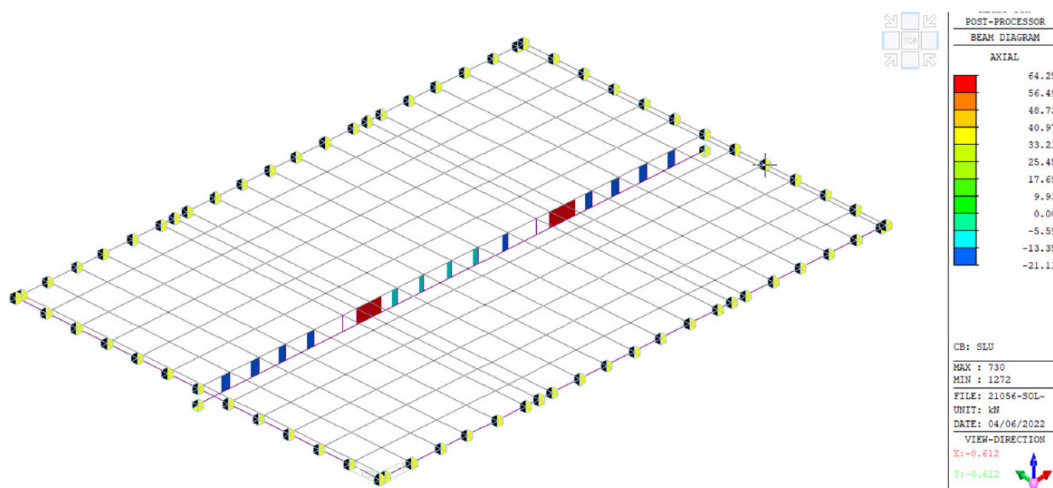


Figura 81 - Diagramma dello sforzo normale - Combinazione SLU

Da come si può notare in figura, gli elementi truss di connessione tra la rompitratta HEB200 e le due travi HEB220 sono tesi; questo vuol significare che sono le travi trasversali a sostenere la trave rompitratta. Al contrario, gli elementi truss presenti nelle travi in legno sono compressi, i quali indicano che quest'ultime si appoggiano al profilo HEB220.

Di seguito si riportano i valori di tensione degli elementi in acciaio:

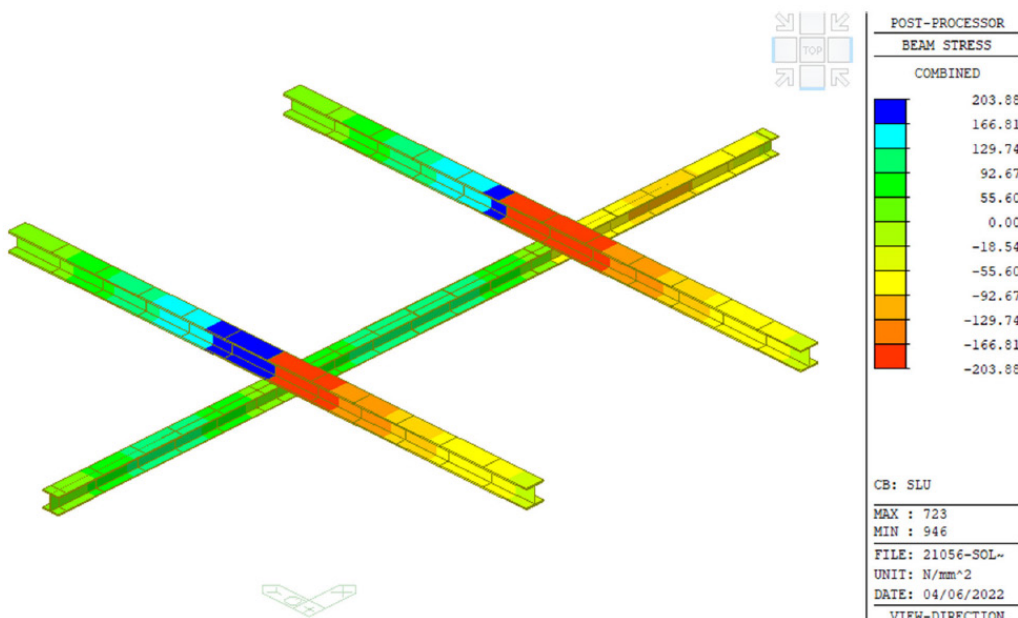


Figura 82 - Tensioni efficaci - Combinazione SLU

$$f_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 223 \text{ MPa}$$

Dove:

- $f_{yk} = 235$ MPa resistenza caratteristica a snervamento;
- $\gamma_{M0} = 1.05$

$$\frac{\sigma_{m,y}}{f_d} = 0,91 < 1$$

Verifica soddisfatta

Di seguito si riportano i valori di tensione degli elementi in legno:

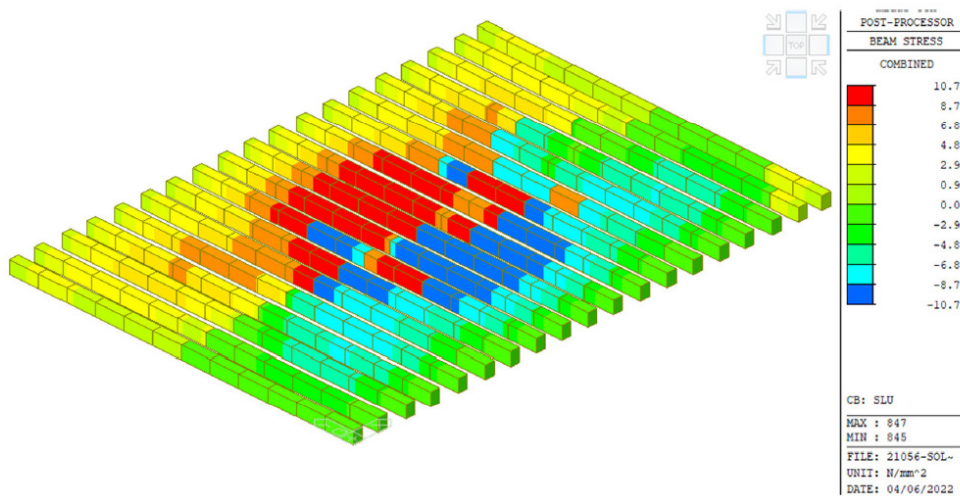


Figura 83 - Tensioni sulle travi lignee - Combinazione SLU

$$\sigma_{m,d} = 10,71 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,9 \frac{24}{1,50} = 14,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,74 < 1$$

Verifica soddisfatta

Di seguito si riportano i valori di spostamento nell'asse z del solaio:

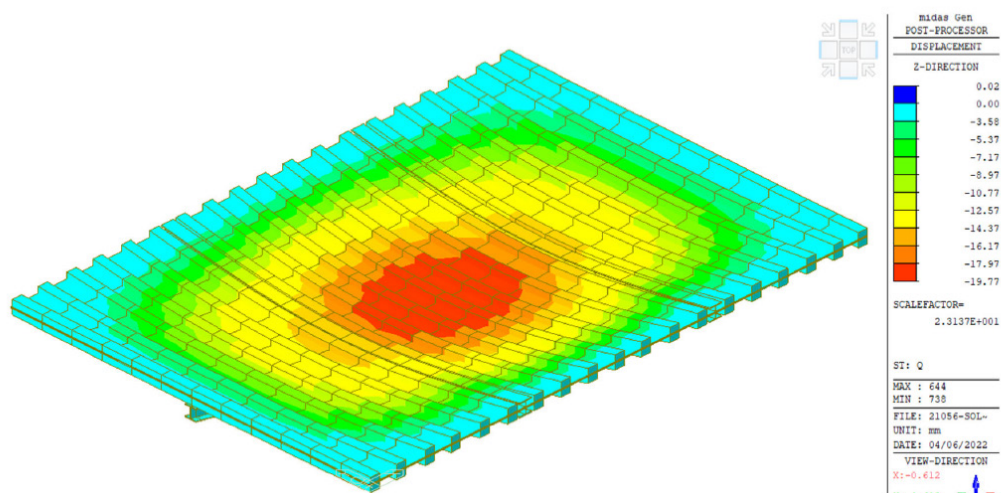


Figura 84 - Spostamento in Z - Sovraccarico

Con la combinazione caratteristica con sovraccarico pari a 6 kN/m^2 sul solaio in legno si verifica la deformabilità: il programma rileva un abbassamento di 19,77 mm, pari a $L/329$.

$$L/329 < L/250$$

Verifica soddisfatta

8.2.3 Copertura: Capriate, arcarecci e tavolato di sottotetto

A livello della copertura, dato il buono stato conservativo delle strutture lignee esistenti si è scelto di mantenerle nella loro posizione attuale. La scelta di demolire le colonne e timpani di muratura, i quali svolgono un parziale sostegno della copertura e sono instabili dal punto di vista sismico, pone la necessità di consolidare gli elementi lignei e di inserire delle nuove capriate simili a quelle esistenti. Al livello della quota d'imposta della copertura si inserirà un doppio tavolato incrociato in legno di spessore complessivo pari a 50 mm, collegato alla muratura mediante profili presso piegati e inghisaggi in resina epossidica, nello stesso modo del tavolato al primo piano.

In aggiunta, per ridurre la luce del tavolato ligneo del sottotetto, verranno inserite delle travi in legno alla stessa quota delle catene delle capriate, in appoggio all'esistente cornice di gronda in calcestruzzo nel lato sud e al nuovo cordolo in calcestruzzo nel lato nord. Per ridurre la luce delle travi e delle catene delle capriate sarà esteso il muro di spina

interno, con un muretto a due teste, per svolgere il compito di rompitratta ai nuovi elementi lignei.

Al fine di verificare l'intervento proposto è stato realizzato un modello ad elementi finiti della copertura e dell'impalcato del sottotetto, il quale sarà soggetto ad un carico accidentale di $0,50 \text{ kN/m}^2$, ovvero utilizzabile solo per manutenzione.

Le murature perimetrali e centrali sono state modellate con elementi plate, come nel modello di calcolo dell'intera struttura mentre le travi e le capriate sono state modellate con elementi beam, inserendo le caratteristiche meccaniche e geometriche dei materiali descritti in precedenza. I carichi sulla copertura e i carichi del sottotetto sono stati applicati tramite floor load.

Di seguito un'immagine del modello.

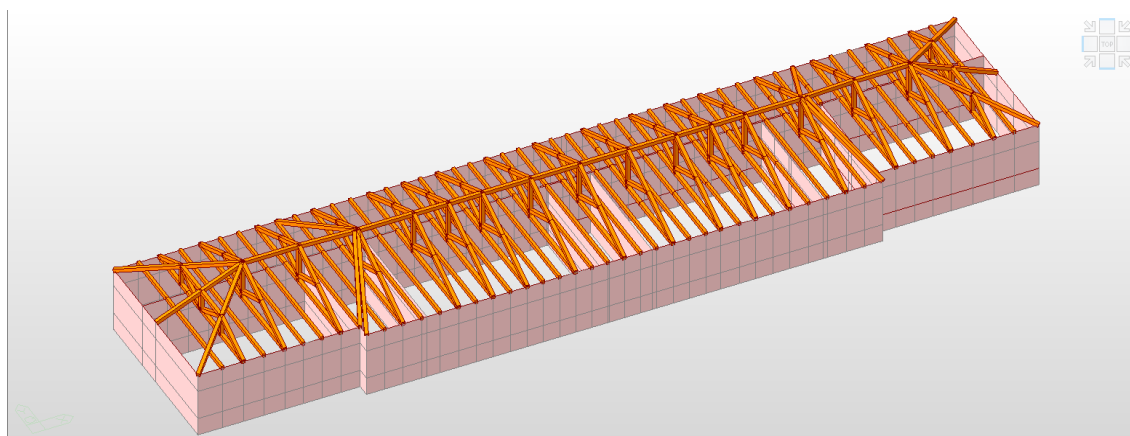


Figura 85 - Modello della copertura - Midas Gen

Si riportano i diagrammi di sollecitazione della copertura in combinazione agli stati limite ultimo:

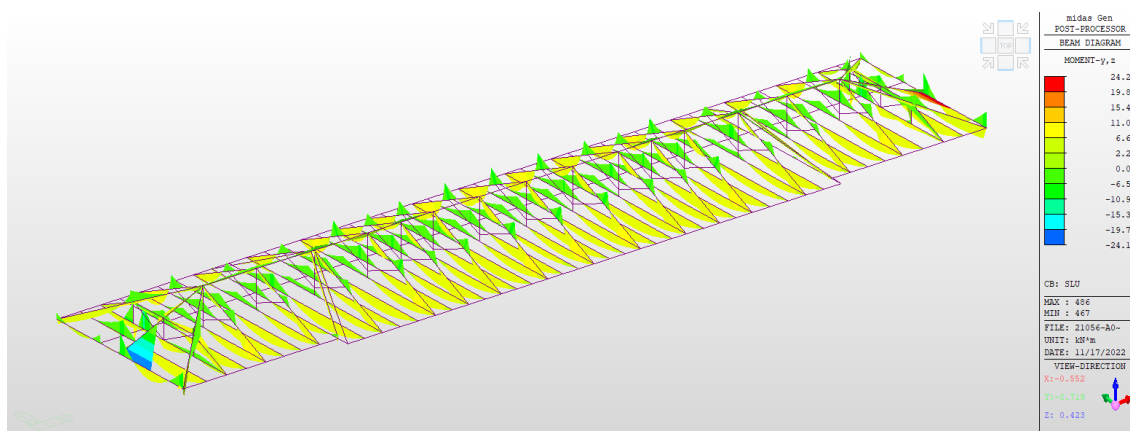


Figura 86 - Diagramma del momento flettente - Combinazione SLU

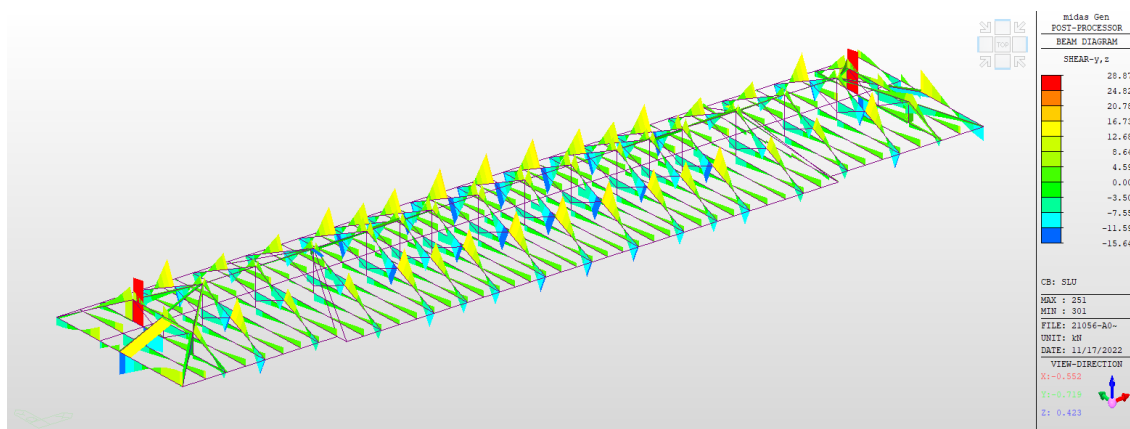


Figura 87 - Diagramma dello sforzo di taglio - Combinazione SLU

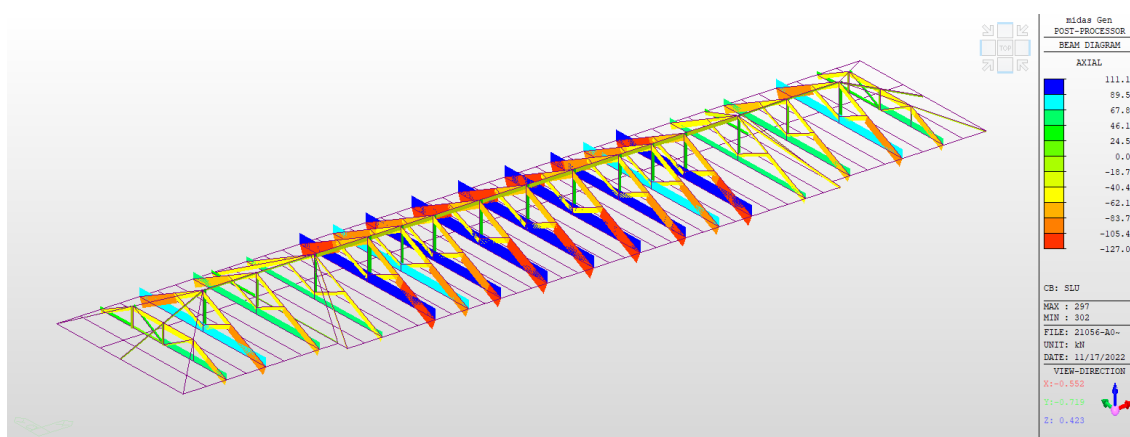


Figura 88 - Diagramma dello sforzo di normale - Combinazione SLU

TAVOLATO DI COPERTURA

A favore di sicurezza, si considera resistente solo uno il primo dei tavolati di spessore 2.5 cm, quello poggiante direttamente sulle catene delle capriate e sulle travi in legno interposte.

Si riprendono i carichi analizzati precedentemente.

		UNITARIO
CARICHI	TIPO	kN/m²
<u>PERMANENTE</u>	g1	
Arcarecci 14x14 cm i = 100cm		0,10
Tavolato sp. 25 mm		0,13
Totale		0,23

<u>PERMANENTE PORTATO</u>	g2	
Manto di coppi		0,90
Membrana traspirante		0,10
Isolamento		0,30
Anti-calpestio		0,20
Totale		1,50
<u>ACCIDENTALE</u>	q	1,20

Le sollecitazioni sul solaio in esame sono state calcolate considerando un elemento in semplice appoggio:

$$q_{SLU} = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q2}\Psi_{02}Q_{k2} = 4,35 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU, travetto} = q_{SLU} \cdot i = 4,35 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 4,35 \cdot 1,00^2 = 0,54 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 4,35 \cdot 1,00 = 2,17 \text{ kN}$$

Verifica a flessione:

$$J_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1000 \cdot 25^3}{12} = 1,302 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \cdot 25^2}{6} = 1,042 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{ed}}{W_y} = \frac{0,54}{1,042 \cdot 10^5} = 4,80 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,9 \frac{24}{1,50} = 14,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{4,80}{14,40} = 0,333 < 1$$

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio:

$$\tau_d = 1,50 \frac{V_{ed}}{K_{cr} \cdot A} = 1,50 \frac{2000}{0,67 \cdot 25000} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,9 \frac{2,50}{1,5} = 1,50 \text{ MPa}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,12 < 1$$

Verifica soddisfatta

CAPRIATE

Le capriate lignee, sia quelle esistenti, sia quelle nuove, saranno realizzate con travi di legno di classe C24 e sezione circa 20x20 cm. Di seguito il contour delle tensioni sulle travi.

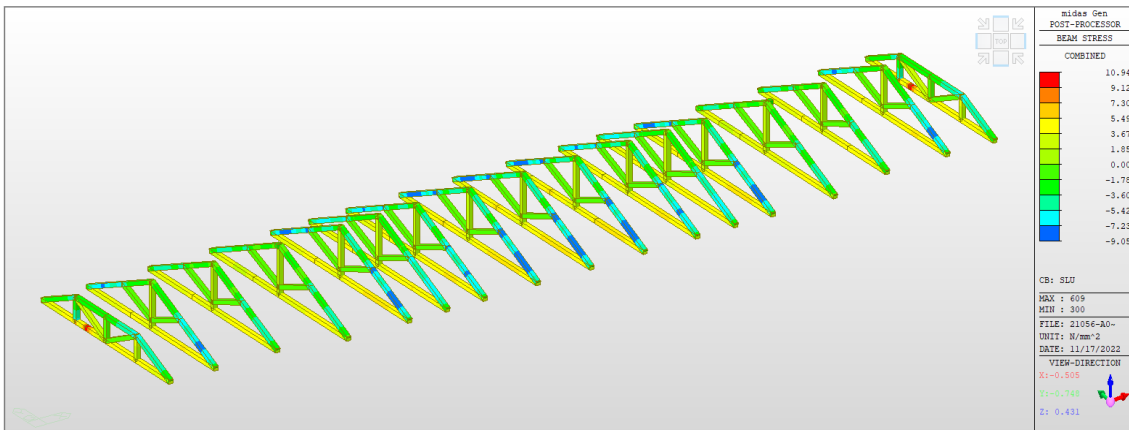


Figura 89 - Tensioni efficaci - Combinazione SLU

$$\sigma_{m,d} = 10,94 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,9 \frac{24}{1,50} = 14,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,759 < 1$$

Verifica soddisfatta

TRAVI ROMPITRATTA DEL SOTTOTETTO

L'impalcato ligneo del sottotetto è appoggiato sull'estradosso delle catene delle capriate e su nuove travi lignee (rompitratta) di sezione 16x20 cm, disposte in modo da garantire un interasse di circa 1m. Di seguito si riportano le sollecitazioni ricavate dal modello:

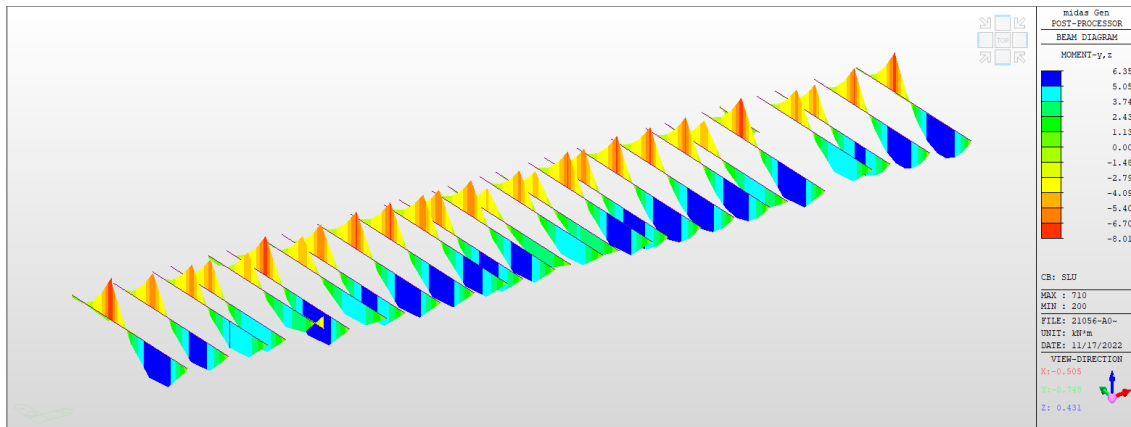


Figura 90 - Diagramma momento flettente – Combinazione SLU

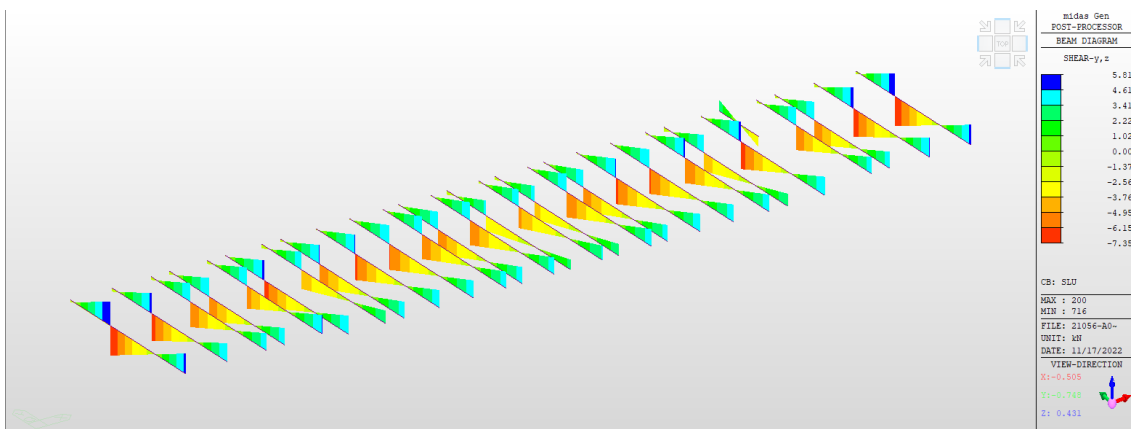


Figura 91 – Diagramma dello sforzo di taglio – Combinazione SLU

Verifica a flessione:

$$J_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,16 \cdot 0,20^3}{12} = 1,07 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,16 \cdot 0,20^2}{6} = 1,07 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{ed}}{W_y} = \frac{8,01}{1,07 \cdot 10^6} = 8,34 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,9 \frac{24}{1,50} = 14,40 \text{ MPa}$$
$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{8,34}{14,40} = 0,579 > 1$$

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio:

$$\tau_d = 1,50 \frac{V_{ed}}{K_{cr} \cdot A} = 1,50 \frac{7350}{0,67 \cdot 32000} = 0,514 \text{ MPa}$$
$$f_{v,d} = k_{mod} \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,9 \frac{2,50}{1,5} = 1,50 \text{ MPa}$$
$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,343 < 1$$

Verifica soddisfatta

Deformabilità:

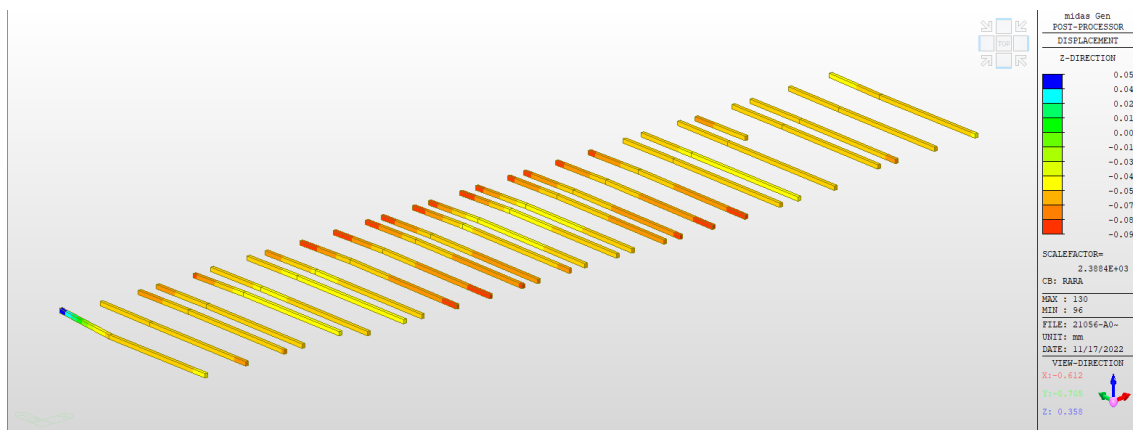


Figura 92 - Spostamento in direzione Z

Lo spostamento in direzione z è trascurabile, dato dal fatto che i carichi che devono sostenere non sono rilevanti.

11.3 Analisi sismica

11.3.1 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare o statica lineare equivalente è la più semplice e intuitiva tra tutte le tipologie di analisi. È applicabile a condizione che il periodo del modo di vibrare principale (T_1) nella direzione in esame non superi $2,5 T_C$ o T_D .

Dallo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ si ricava lo spettro di progetto $S_d(T)$, in funzione dello stato limite che si sta considerando, applicando il fattore di struttura q :

- agli SLE (sistemi non dissipativi): spettro di progetto, sia orizzontale che verticale, $S_d(T)$ coincide con quello di risposta elastico $S_e(T)$, cioè si adotta un fattore di struttura $q = 1$.
- agli SLU (sistemi dissipativi): spettro di progetto $S_d(T)$ in accelerazione orizzontale si ricava da quello elastico dividendo le ordinate per un fattore di struttura variabile in funzione delle caratteristiche della costruzione.

Vengono quindi applicati al modello i carichi gravitazionali secondo la combinazione sismica ed un sistema di forze orizzontali proporzionale alle forze d'inerzia distribuite ad ogni livello della costruzione con risultante alla base pari a F_h . L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la distribuzione segue la forma del modo principale di vibrare valutata in modo approssimato.

La forza F_h è pari a:

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

Il periodo T_1 in assenza di valutazioni più accurate si può esprimere pari a:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

dove C_1 si assume uguale a 0.050 per strutture in muratura.

La forza da applicare a ciascun impalcato F_i si determina come:

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

dove:

F_i = forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j = pesi rispettivamente della massa i e della massa j;

z_i e z_j = quote rispetto al piano di fondazione delle masse i e j;

W = peso complessivo della costruzione;

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

11.3.2 Attendibilità del modello

Per avere una stima dell'attendibilità del modello FEM, si effettua un'analisi delle masse sismiche in modo analitico, calcolando il peso delle fasce di influenza del primo impalcato, da 2,45 a 7,55 metri e del piano di sottotetto, da 7,55 a 10,20 metri.

Analisi delle masse sismiche

PESO: da 2,45 a 7,55 m						
ZONA	VOLUMI		MATERIALE	PESO SPECIFICO	MASSA	
	m3	%			kg/m3	kg
LATO NORD	44,70	13,34%	Mattoni pieni	1800	80465,76	12,59%
LATO NORD	29,03	8,66%	Pietra	2140	62120,35	9,72%
LATO SUD	44,65	13,33%	Mattoni pieni	1800	80370,00	12,57%
LATO SUD	28,03	8,37%	Pietra	2140	59989,76	9,38%
LATO EST	21,83	6,51%	Pietra	2140	46710,21	7,31%
LATO OVEST	36,64	10,93%	Pietra	2140	78400,61	12,26%
PT+P1 Interni	96,37	28,76%	Mattoni pieni	1800	173467,76	27,13%
VANO TECNICO+ASCENSORE	16,70	4,98%	Mattoni semipieni	1500	25046,10	3,92%
VANO BAGNO	9,95	2,97%	Mattoni semipieni	1500	14917,50	2,33%
VANO TECNICO+ASCENSORE	4,40	1,31%	Calcestruzzo	2500	11000,00	1,72%
VANO BAGNO	0,49	0,15%	Calcestruzzo	2500	1220,00	0,19%
TRAVI CLS	2,26	0,67%	Calcestruzzo	2500	5653,13	0,88%
TOT	335,04				639361,18	kg
					6272133,19	N
					6272,13	kN

MASSA TOTALE SOLAIO 1°P					2671,40	kN
TOTALE MASSA SISMICA					8943,53	kN

PESO: da 7,55 a 10,20 m						
ZONA	VOLUMI		MATERIALE	PESO SPECIFICO	MASSA	
	m3	%			kg/m3	kg
Muri perimetrali						
LATO NORD	31,70	12,77%	Mattoni pieni	1800	57066,12	13,37%
LATO NORD	20,71	8,34%	Pietra	2140	44319,40	10,38%
LATO SUD	25,82	10,40%	Mattoni pieni	1800	46470,96	10,89%
LATO SUD	22,64	9,12%	Pietra	2140	48442,32	11,35%
LATO EST	16,15	6,50%	Pietra	2140	34561,00	8,10%
LATO OVEST	15,88	6,39%	Pietra	2140	33975,50	7,96%
P1	36,16	14,56%	Mattoni pieni	1800	65079,00	15,24%
LEGNO COPERTURA	39,93	16,08%	Legno massiccio	500	19965,00	4,68%
CORDOLO COPERTURA	11,70	4,71%	Calcestruzzo	2500	29250,00	6,85%
TRAVI CLS	2,41	0,97%	Calcestruzzo	2500	6030,00	1,41%
VANO TECNICO+ASCENSORE	13,36	5,38%	Mattoni semipieni	1500	20036,88	4,69%
VANO BAGNO	7,96	3,20%	Mattoni semipieni	1500	11934,00	2,80%
VANO TECNICO+ASCENSORE	3,52	1,42%	Calcestruzzo	2500	8800,00	2,06%
VANO BAGNO	0,39	0,16%	Calcestruzzo	2500	976,00	0,23%
TOT	248,31				426906,18	kg
					4187949,63	N
					4187,95	kN
MASSA TOTALE COPERTURA					1151,50	kN
TOTALE MASSA SISMICA					5339,45	kN

Il periodo proprio di vibrazione della struttura è pari a:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,285 \text{ sec}$$

E lo spettro di risposta di progetto:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0,266$$

Infine, la forza al piede della struttura è pari a:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g} = 3795,90 \text{ kN}$$

dove:

- $\lambda = 1$ perché la struttura ha meno di tre orizzontamenti.

Forza applicata al solaio al Primo Piano:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_i z_j \cdot W_j} = 1692,50 \text{ kN}$$

Forza applicata al solaio di copertura:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_i z_j \cdot W_j} = 2103,4 \text{ kN}$$

La sommatoria delle reazioni vincolari alla base da modello FEM, dopo aver eseguito un'analisi statica lineare, risulta:

$$F_x = F_y = 3817,63 \text{ kN}$$

Con un errore pari al 0,57 %. Il valore stimato analiticamente del taglio sismico di base conferma i risultati dell'analisi, a riprova dell'affidabilità del modello e delle masse sismiche considerate.

11.3.3 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare consiste:

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

Con questa analisi si è in grado di poter individuare i principali modi di vibrare della struttura, periodo e massa partecipante traslazionale e rotazionale relativi ad un determinato modo, e parti maggiormente vulnerabili.

Tutti i modi con massa partecipante significativa devono essere considerati. È opportuno considerare un numero di modi la cui somma di massa partecipante sia superiore all'85%.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate direttamente attraverso gli spettri di risposta. Questi sono stati importati nel programma attraverso la funzione “Show Response Spectrum Functions”, inserendo direttamente ascisse e ordinate di ciascuno spettro, normalizzando poi rispetto all'accelerazione di gravità g e considerando una eccentricità del 5%.

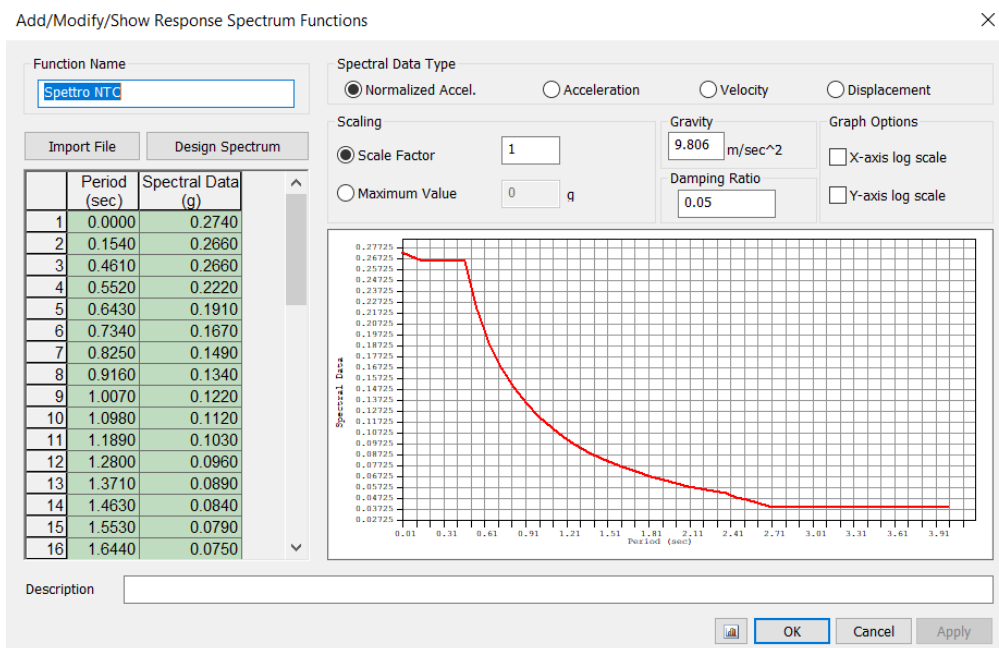


Figura 93 - Schermata relativa all'inserimento dello spettro di risposta – Midas Gen

Quindi si è richiesta l'analisi rispetto ai primi 40 modi di vibrare utilizzando la combinazione quadratica completa CQC e richiedendo al programma di esprimere i valori delle azioni comprese di segno.

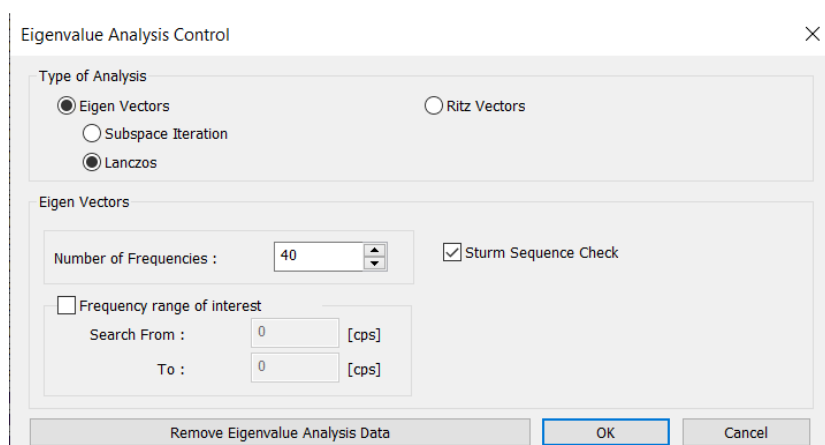


Figura 94 - Schermata relativa alla scelta del tipo di combinazioni e del numero di modi - Midas Gen

L'analisi modale con spettro di risposta di progetto viene considerata l'analisi di riferimento per trovare le sollecitazioni derivanti dall'azione sismica. Il numero di modi che concorrono in maniera significativa alla risposta globale deve essere selezionato sulla base delle prescrizioni previste dalle NTC.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. L'analisi agli autovettori determina, risolvendo l'equazione caratteristica composta della matrice delle masse e delle rigidezze, i profili dei modi di vibrazione libera non smorzati e le frequenze del sistema e i fattori di partecipazione modale. Questi modi naturali permettono di comprendere a fondo il comportamento della struttura. L'analisi agli autovalori fornisce proprietà dinamiche della struttura risolvendo l'equazione caratteristica. Le proprietà dinamiche comprendono i modi naturali (o forme modali), i periodi naturali (o frequenze) e fattori di partecipazione modale.

L'analisi modale viene effettuata automaticamente dal programma di calcolo che fornisce i valori dei periodi propri T_i e le deformate modali trasformando tutti i pesi della struttura in masse strutturali. Nella Tabella seguente sono riportati i valori dei periodi propri dei modi principali di vibrare del sistema e delle masse partecipanti a tali modi.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	21.4656	3.4164	0.2927	0.0000e+00								
	2	27.2310	4.3340	0.2307	0.0000e+00								
	3	32.7404	5.2108	0.1919	0.0000e+00								
	4	41.1190	6.5443	0.1528	0.0000e+00								
	5	51.8892	8.2584	0.1211	3.5593e-232								
	6	54.8564	8.7307	0.1145	1.6631e-215								
	7	55.1865	8.7832	0.1139	2.7894e-213								
	8	56.5643	9.0025	0.1111	2.5521e-206								
	9	57.7724	9.1948	0.1088	2.4089e-200								
	10	58.3790	9.2913	0.1076	4.1047e-197								
	11	59.6071	9.4868	0.1054	1.7952e-190								
	12	60.2294	9.5858	0.1043	5.1218e-186								
	13	60.5882	9.6429	0.1037	1.6461e-184								
	14	61.0170	9.7112	0.1030	1.8075e-182								
	15	61.3122	9.7581	0.1025	2.8928e-181								
	16	61.8717	9.8472	0.1016	1.1998e-178								
	17	62.0945	9.8826	0.1012	2.6758e-178								
	18	63.2831	10.0718	0.0993	1.2461e-173								
	19	63.8092	10.1556	0.0985	2.3759e-171								
	20	64.0239	10.1897	0.0981	7.3367e-171								
	21	64.4447	10.2567	0.0975	1.0361e-169								
	22	66.4170	10.5706	0.0946	1.0318e-164								
	23	69.3386	11.0356	0.0906	8.2101e-152								
	24	69.6392	11.0834	0.0902	2.2618e-151								
	25	70.3061	11.1896	0.0894	6.0454e-150								
	26	73.1342	11.6397	0.0859	5.4815e-138								
	27	73.5921	11.7125	0.0854	8.6516e-136								
	28	74.5138	11.8592	0.0843	2.6793e-133								
	29	75.6076	12.0333	0.0831	8.3757e-129								
	30	76.3312	12.1485	0.0823	3.4883e-125								
	31	76.8405	12.2295	0.0818	2.8804e-123								
	32	77.3396	12.3090	0.0812	8.8192e-122								
	33	77.4708	12.3299	0.0811	9.9772e-121								
	34	78.1562	12.4389	0.0804	5.5457e-119								
	35	78.6998	12.5255	0.0798	2.1466e-117								
	36	79.1325	12.5943	0.0794	5.9068e-117								
	37	80.3945	12.7952	0.0782	1.0111e-113								
	38	81.4687	12.9661	0.0771	1.0984e-107								
	39	82.1274	13.0710	0.0765	1.0039e-108								
	40	83.3882	13.2716	0.0753	1.0738e-104								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	2	0.6520	0.7025	3.3612	79.3504	0.0000	0.0000	1.6337	31.7613	0.1381	0.1489	75.9358	79.7768
	3	82.3027	83.0052	0.0019	79.3523	0.0000	0.0000	0.0001	31.7614	26.5434	26.6924	0.6773	80.4541
	4	0.0684	83.0736	0.6223	79.9746	0.0000	0.0000	0.0380	31.7993	0.0004	26.6928	0.7437	81.1977
	5	0.0015	83.0751	0.1234	80.0980	0.0000	0.0000	0.0269	31.8262	0.0011	26.6939	0.2014	81.3991
	6	0.0001	83.0752	0.0501	80.1481	0.0000	0.0000	0.1498	31.9760	0.0089	26.7028	0.2520	81.6511
	7	0.0084	83.0836	0.0008	80.1489	0.0000	0.0000	0.0245	32.0005	0.0026	26.7054	0.0231	81.6742
	8	0.0366	83.1202	0.1138	80.2627	0.0000	0.0000	0.0854	32.0859	0.0166	26.7220	0.0446	81.7188
	9	0.0417	83.1619	0.0290	80.2917	0.0000	0.0000	0.0168	32.1027	0.0001	26.7221	0.0330	81.7518
	10	0.0230	83.1849	0.2513	80.5430	0.0000	0.0000	0.3815	32.4842	0.0127	26.7348	0.1070	81.8588
	11	0.1458	83.3307	0.0091	80.5520	0.0000	0.0000	0.0458	32.5300	0.1541	26.8889	0.0000	81.8589
	12	0.0034	83.3341	0.0224	80.5745	0.0000	0.0000	0.0225	32.5525	0.0008	26.8897	0.0332	81.8920
	13	0.0855	83.4196	0.0030	80.5775	0.0000	0.0000	0.0002	32.5527	0.0729	26.9627	0.0010	81.8930
	14	0.1164	83.5360	0.0120	80.5894	0.0000	0.0000	0.0453	32.5980	0.1207	27.0833	0.0002	81.8931
	15	0.3626	83.8987	0.0014	80.5909	0.0000	0.0000	0.0061	32.6041	0.1591	27.2424	0.0022	81.8953
	16	0.0126	83.9112	0.0447	80.6355	0.0000	0.0000	0.0668	32.6709	0.0243	27.2668	0.0326	81.9280
	17	0.0164	83.9276	0.0502	80.6857	0.0000	0.0000	0.0705	32.7414	0.0067	27.2735	0.0993	82.0272
	18	0.0025	83.9301	0.8166	81.5023	0.0000	0.0000	2.0781	34.8195	0.0201	27.2935	0.6419	82.6692
	19	0.0010	83.9311	0.6697	82.1720	0.0000	0.0000	0.9165	35.7360	0.0102	27.3038	0.1579	82.8271
	20	0.0001	83.9311	0.0174	82.1894	0.0000	0.0000	0.0235	35.7596	0.0000	27.3038	0.7294	83.5565
	21	0.0123	83.9434	0.2761	82.4655	0.0000	0.0000	0.2391	35.9987	0.0495	27.3533	0.2364	83.7928
	22	0.0558	83.9993	0.0869	82.5524	0.0000	0.0000	0.3049	36.3036	0.0410	27.3944	0.1744	83.9672
	23	0.0039	84.0032	0.2486	82.8010	0.0000	0.0000	1.4500	37.7536	0.0083	27.4027	0.0274	83.9946
	24	0.0311	84.0342	0.2115	83.0125	0.0000	0.0000	1.0682	38.8218	0.0105	27.4132	0.4875	84.4821
	25	0.1156	84.1498	0.0973	83.1098	0.0000	0.0000	0.7410	39.5627	0.0265	27.4396	0.0273	84.5094
	26	0.0122	84.1620	0.2377	83.3475	0.0000	0.0000	1.2458	40.8085	0.1389	27.5785	0.1510	84.6604
	27	0.0266	84.1886	0.3286	83.6761	0.0000	0.0000	1.1543	41.9628	0.0399	27.6185	0.2150	84.8753
	28	0.6087	84.7973	0.1392	83.8153	0.0000	0.0000	0.7594	42.7222	1.7042	29.3227	0.0297	84.9050
	29	0.0658	84.8631	0.1234	83.9387	0.0000	0.0000	0.5065	43.2287	1.1919	30.5146	0.0424	84.9475
	30	0.4080	85.2710	0.1472	84.0859	0.0000	0.0000	0.5235	43.7522	1.2185	31.7332	0.0003	84.9478
	31	0.0241	85.2952	0.0007	84.0866	0.0000	0.0000	0.0020	43.7542	0.5443	32.2775	0.0162	84.9640
	32	0.0007	85.2959	0.0236	84.1102	0.0000	0.0000	0.1013	43.8556	0.0625	32.3400	0.0005	84.9645
	33	0.0040	85.3000	0.0000	84.1103	0.0000	0.0000	0.0015	43.8571	0.0206	32.3606	0.0029	84.9675
	34	0.0000	85.3000	0.0949	84.2051	0.0000	0.0000	0.3763	44.2334	0.0009	32.3615	0.0103	84.9778
	35	0.0198	85.3198	0.2320	84.4371	0.0000	0.0000	1.3127	45.5461	0.2954	32.6569	0.3089	85.2867
	36	0.0254	85.3452	0.6548	85.0919	0.0000	0.0000	3.0673	48.6134	0.1487	32.8056	0.5238	85.8105
	37	0.0063	85.3515	0.0930	85.1849	0.0000	0.0000	0.4774	49.0908	0.0227	32.8282	0.4086	86.2191
	38	0.0026	85.3541	0.0429	85.2278	0.0000	0.0000	0.2420	49.3328	0.0263	32.8545	0.0019	86.2210
	39	0.0255	85.3796	0.0196	85.2475	0.0000	0.0000	0.0705	49.4033	0.2000	33.0545	0.0835	86.3045
	40	0.0718	85.4514	0.0308	85.2783	0.0000	0.0000	0.1740	49.5773	0.9248	33.9792	0.0997	86.4043

Figura 95 - Tabella Modi di vibrare - Midas Gen

Come si può notare, il primo modo di vibrare è caratterizzato prevalentemente da uno spostamento verso la direzione y. Infatti, la percentuale di massa attivata risulta essere molto elevata, pari all' 75,98%. Complessivamente quindi, il seguente modo può essere visto come un modo di vibrare traslazionale anche se vi è una piccola percentuale di massa con nodo di vibrare torsionale in direzione x. Il secondo modo di vibrare invece è caratterizzato anch'esso da uno spostamento in direzione y eccitando una percentuale di massa pari al 79,35% ma si fa sentire anche una torsione in direzione z pari al 79,77 %. Il terzo modo di vibrare eccita maggiormente la direzione x in modo traslazionale, e mantiene alta la percentuale di torsione in direzione z. È necessario considerare 36 modi di vibrare affinché si raggiunga in entrambe le direzioni una massa partecipante del 85%.

In realtà, in questo tipo di analisi, si può considerare un buon risultato l'individuazione, in ciascuna direzione di un modo con una massa partecipante superiore al 50 % in quanto l'analisi dinamica modale viene condotta attraverso un modello elastico lineare e quindi la sua attendibilità nella valutazione del comportamento, in condizioni limite di resistenza, di antichi manufatti architettonici in muratura, è spesso limitata. Essa può essere utilizzata per valutare il modo principale di vibrazione in ciascuna direzione, quello a cui corrisponde il massimo valore del coefficiente di partecipazione, mentre i modi con partecipazione inferiore descrivono debolezze concentrate in parti dell'edificio che risultano utili per una localizzazione di eventuali meccanismi locali della struttura.

Di seguito riporto i primi tre modi di vibrare della struttura:

1° modo di vibrare

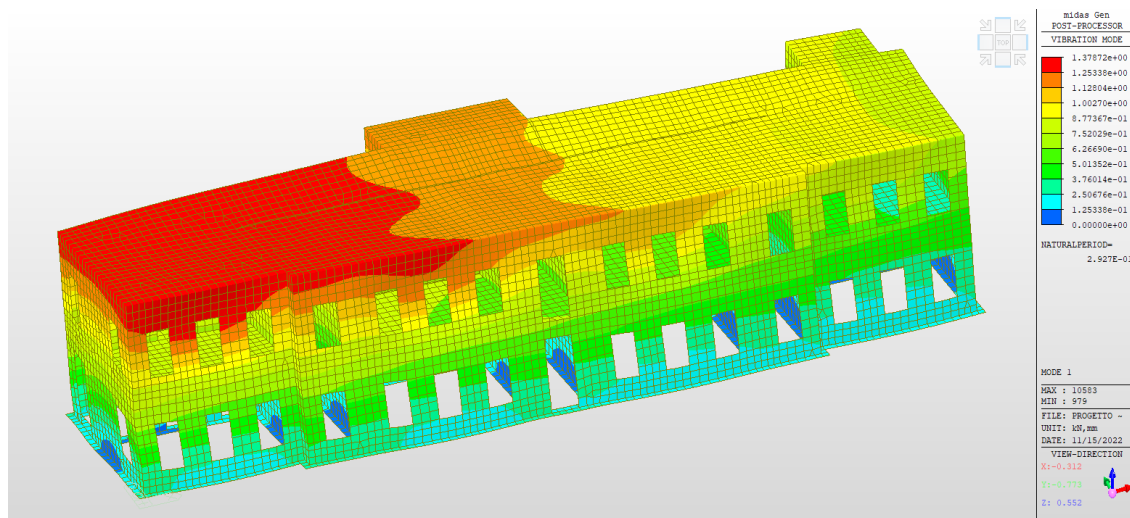


Figura 96 - 1° modo di vibrare

2° modo di vibrare

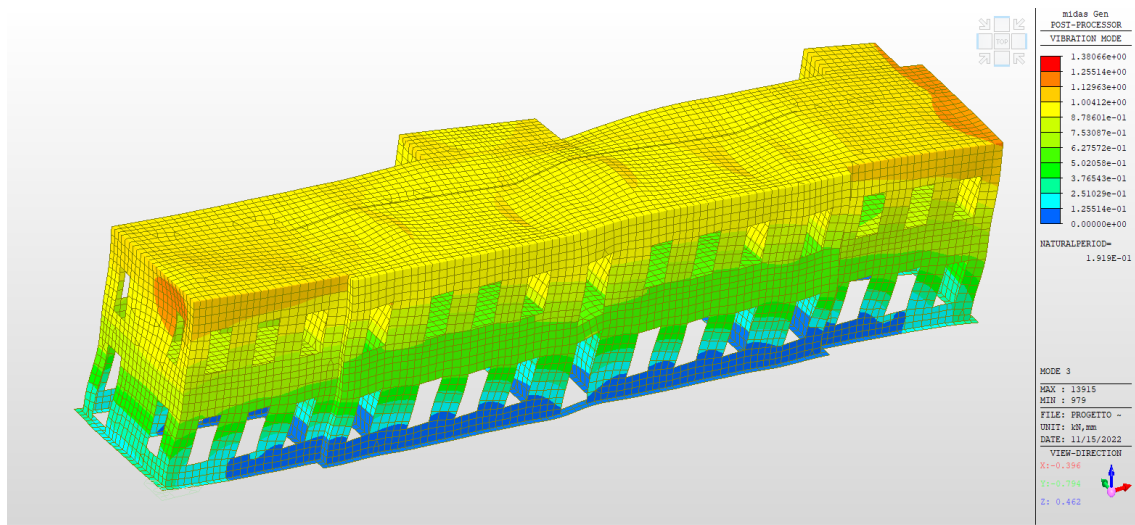


Figura 97 - 2° modo di vibrare

3° modo di vibrare

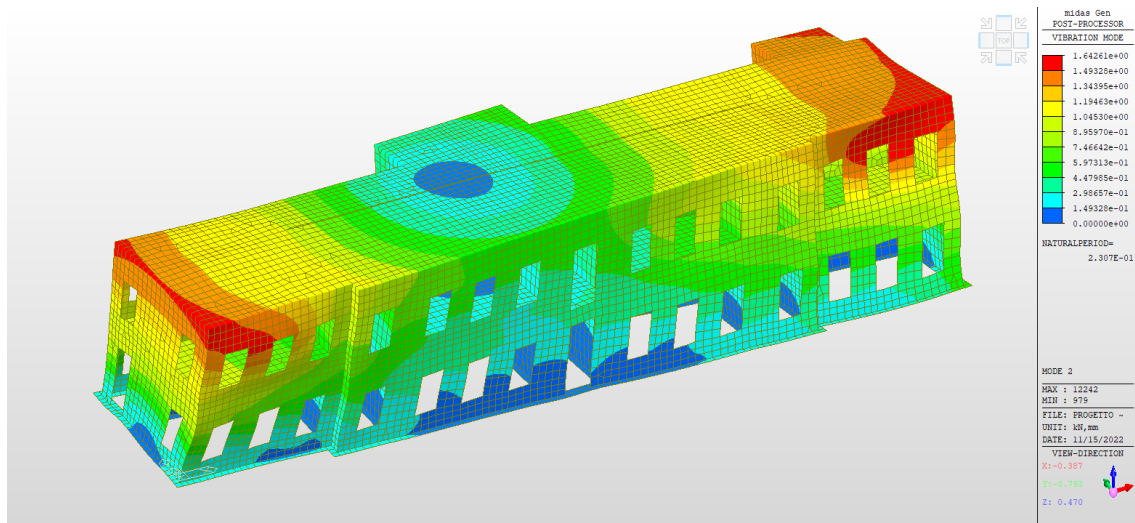


Figura 98 - 3° modo di vibrare

11.3.4 Intervento della muratura con il sistema FRCM

Tra gli interventi di rinforzo della muratura portante si è previsto l'utilizzo di FIBREBUILD FRCM, noto come tecnica dell'intonaco armato. Tale sistema prevede il rinforzo della muratura mediante l'utilizzo di reti e connettori in GFRP, ovvero fibre di vetro impregnate con resina termoindurente, abbinati a malte a base di calce che permettono di realizzare intonaci armati con spessori ridotti di circa 3 cm in modo da incrementare la resistenza a flessione e a taglio nel piano. Le caratteristiche dei materiali che si propone di utilizzare sono:

- Rete in materiale composito fibrorinforzato G.F.R.P. (Glass Fiber Reinforced Polymer) maglia 66x66mm;
Sezione nominale della singola barra 10 mm²;
Resistenza a trazione della singola barra 3.5kN;
Allungamento a rottura 1.5%;
Rigidezza assiale di un filo della rete EA = 230kN;
- Connettori e accessori preformati in GFRP (elementi a "L" previsti 4/6 al m² e disposti secondo uno schema a quinconce);
- Malte a base di calce (E=5700MPa, f_c = 6.20MPa, f_t = 0.50MPa).

Stima della resistenza a trazione equivalente in configurazione non fessurata

A partire dalla resistenza a trazione della muratura non rinforzata $f_{t,m}$, della resistenza a trazione della malta dell'intonaco $f_{t,int}$ e del tipo di rete utilizzata per il rinforzo, è possibile calcolare la resistenza a trazione equivalente $f_{t,calc}$ utilizzando la relazione:

$$f_{t,calc} = \beta \cdot f_{t,m} + 2 \cdot \left(f_{t,int} \cdot \frac{t_{int}}{t_m} + \frac{EA_r \cdot \bar{\epsilon}}{t_m \cdot p} \right)$$

Dove:

- t_m = spessore della muratura escluso il rinforzo;
- t_{int} = spessore dello strato di intonaco;
- p = dimensione della maglia della rete;
- EA_r = rigidezza assiale di un filo della rete;
- $\bar{\epsilon}$ = rappresenta la deformazione della malta in condizione non fessurata:

$$\bar{\varepsilon} = \frac{f_{t,int}}{E_{int}}$$

- E_{int} = modulo elastico della malta dell'intonaco;

β = coefficiente che tiene conto dell'efficienza dell'intonaco armato sulla resistenza a trazione in funzione del tipo di muratura; la dimensione della maglia ha mostrato una leggera influenza sul valore del coefficiente dovuta principalmente alla maggiore difficoltà della malta di penetrare completamente all'interno delle maglie. Dai risultati sperimentali si è notato che minore è la resistenza della muratura di base, maggiore è l'incremento di resistenza. I valori assunti da tale coefficiente sono riportati nella tabella sottostante.

	Valori del coefficiente β						
	GFRP 33S	GFRP 66S	GFRP 99S	GFRP 66D	GFRP 99D	150S	200S
Muratura in mattoni, singolo paramento			1.30			1.00	1.30
Muratura in pietra, singolo paramento			1.50			-	-
Muratura a sacco, doppio paramento			1.00			-	-

Figura 99 - Resistenza proposta per la resistenza in configurazione - FIBREBUILD

STIMA DELLA RESISTENZA A TRAZIONE EQUIVALENTE IN CONFIGURAZIONE FESSURATA

Per garantire un'adeguata capacità dissipativa del pannello, è necessario che il meccanismo a puntone-tirante formato dalla rete e dalla malta dell'intonaco, sia in grado di sopportare una forza superiore al 60% della resistenza di picco.

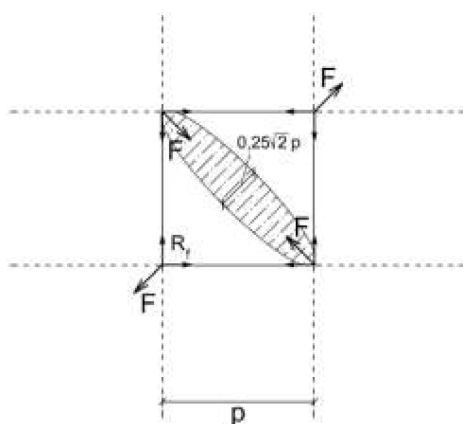


Figura 100 - Schema tirante-puntone che simula le sollecitazioni in una maglia della rete inglobata nell'intonaco - FIBREBUILD

Dallo studio sperimentale si è notato, infatti, che i campioni di muratura dimensionati per garantire una resistenza dopo la fessurazione superiore al 60% di quella di picco, hanno mostrato una capacità di spostamento superiore allo 0.6% dell'altezza del pannello murario, in corrispondenza di una riduzione della resistenza del 40% di quella massima. Nello schema il puntone equivalente di malta viene assunto di larghezza pari a 0.25 volte la lunghezza della diagonale ($2 \cdot p$). Per il calcolo della quantità minima di armatura si valuta prima la forza di trazione diagonale F necessaria per far cedere a compressione il puntone diagonale, uguagliandola ad una forza di trazione proporzionale a quella di picco:

$$F = 2 \cdot 0,25 \cdot p \cdot f_{c,int} \cdot t_{int} = \delta_1 \cdot f_{t,calc} \cdot t_m \sqrt{2} \cdot p$$

Dove $f_{c,int}$ è la resistenza a compressione della malta dell'intonaco e δ_1 rappresenta la quota parte della resistenza di picco che può essere sopportata dal puntone di malta. Dall'equazione (2) si ricava δ_1 :

$$\delta_1 = \frac{0,5 \cdot f_{c,int} \cdot t_{int}}{f_{t,calc} \cdot t_m}$$

Si determina poi la forza di trazione diagonale F necessaria per far cedere a trazione la rete, uguagliandola ad una forza di trazione proporzionale a quella di picco:

$$F = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot R_f = \delta_2 \cdot f_{t,calc} \cdot t_m \sqrt{2} \cdot p$$

Dove R_f è la resistenza a trazione di un filo della rete e δ_2 rappresenta la quota parte della resistenza di picco che può essere sopportata dalla rete in GFRP. Dall'equazione (4) si ricava:

$$\delta_2 = \frac{2 \cdot R_f}{f_{t,calc} \cdot t_m \cdot p}$$

Per una rottura bilanciata, corrispondente alla contemporanea rottura a compressione del puntone di malta e a trazione della rete, è necessario progettare la rete in modo che sia soddisfatta la seguente uguaglianza:

$$\delta_1 = \delta_2$$

STIMA DELLA RIGIDEZZA EQUIVALENTE

A partire dal modulo di elasticità tangenziale della muratura non rinforzata G_m e del valore del modulo di elasticità tangenziale della malta dell'intonaco G_{int} , è possibile calcolare il modulo di elasticità tangenziale equivalente G_{calc} utilizzando la relazione

$$G_{calc} = \xi \cdot G_m + 2 \cdot \left(G_{int} \cdot \frac{t_{int}}{t_m} \right)$$

Dove:

- t_m = spessore della muratura escluso il rinforzo;
- t_{int} = spessore dello strato di intonaco;
- G_{int} = modulo di elasticità tangenziale della malta dell'intonaco che può essere ricavato da prove sperimentali o da indicazioni del produttore nel caso di malte premiscelate a prestazione garantita;
- ξ = coefficiente che tiene conto del confinamento dovuto all'intonaco armato sulla rigidità del materiale equivalente alla muratura rinforzata. I valori assunti da tale coefficiente sono riportati nella tabella sottostante

	Valori del coefficiente ξ						
	GFRP 33S	GFRP 66S	GFRP 99S	GFRP 66D	GFRP 99D	150S	200S
Muratura in mattoni, singolo paramento			1.30			1.30	1.30
Muratura in pietra, singolo paramento			1.50			-	-
Muratura a sacco, doppio paramento			1.30			-	-

Figura 101 – Valori del coefficiente ξ di incremento della rigidità per il rinforzo - FIBREBUILD

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche della muratura rinforzata applicando le espressioni sopra indicate.

Caratteristiche meccaniche di resistenza e rigidità della muratura:

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce:

$$f_{md} = \frac{f_m \cdot 1,3 \cdot 1,1}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{3450 \cdot 1,5 \cdot 1,3}{2 \cdot 1,2} = 2,803 \text{ MPa} = 2803 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{od} = \frac{\tau_0 \cdot 1,3 \cdot 1,1}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{90 \cdot 1,5 \cdot 1,3}{2 \cdot 1,2} = 0,07313 \text{ MPa} = 73,13 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 0,500 \cdot 10^6 \cdot 1,5 = 0,75 \cdot 10^3 \text{ MPa} = 0,75 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$E = 1,500 \cdot 10^6 \cdot 1,5 = 2,25 \cdot 10^3 \text{ MPa} = 2,25 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

Stima della rigidità equivalente

Modulo di elasticità tangenziale equivalente della muratura rinforzata:

$$G_{calc} = \xi \cdot G_m + 2 \cdot \left(G_{int} \cdot \frac{t_{int}}{t_m} \right) = 1,30 \cdot 500 + 2 \cdot \left(2280 \cdot \frac{30}{300} \right) = 1431 \text{ MPa}$$

$$E_{calc} = 3577,5 \text{ MPa}$$

Stima della resistenza a trazione equivalente in configurazione non fessurata

$$f_{t,calc} = \beta \cdot f_{t,m} + 2 \cdot \left(f_{t,int} \cdot \frac{t_{int}}{t_m} + \frac{EA_r \cdot \bar{\epsilon}}{t_m \cdot p} \right)$$

$$= 1,30 \cdot 0,073 + 2 \cdot \left(0,50 \cdot \frac{30}{300} + \frac{230000 \cdot 0,000088}{300 \cdot 66} \right) = 0,197 \text{ Mpa}$$

$$\delta_1 = \frac{0,5 \cdot f_{c,int} \cdot t_{int}}{f_{t,calc} \cdot t_m} = \frac{0,5 \cdot 6,20 \cdot 30}{0,197 \cdot 300} = 1,57$$

$$\delta_2 = \frac{2 \cdot R_f}{f_{t,calc} \cdot t_m \cdot p} = \frac{2 \cdot 3500}{0,197 \cdot 300 \cdot 66} = 1,79$$

$$\tau_{0,calc} = \frac{0,197}{1,5} = 0,131 \text{ Mpa}$$

Con un incremento di resistenza di taglio pari al 79%

11.4 Verifiche sismiche globali

L'intervento di consolidamento delle murature trasversali ha lo scopo di irrigidire le pareti in muratura, aumentare la resistenza nel piano ed eliminare eventuali lesioni locali. Al fine di confrontare il comportamento sismico della struttura si è modellato l'intervento nel software Midas Gen, incrementando lo spessore delle pareti interne di 6 cm e aumentando il modulo di elasticità calcolato nel paragrafo precedentemente. Come elaborato precedentemente per l'analisi sismica dell'opera allo stato di fatto, la verifica dei maschi murari viene eseguita mediante un'analisi di resistenza a pressoflessione e a taglio.

Di seguito si riporta la tabella dei maschi murari rinforzati più sollecitati:

Cod. Maschio	Comb.	fmd [Mpa]	τ_{0d} [Mpa]	Med [kNm]	Ned [kN]	Ved [kN]	l [mm]	s [mm]	σ_0 [Mpa]
Est_M 1.1	gLCB31	1,906	0,039	728,97	886,3	394,9	7160	400	1
Int_M 1.1	gLCB27	2,803	0,131	927,62	573,3	561,51	6960	360	1
Int_M 2.1	gLCB27	2,803	0,131	1165,71	692,27	377,98	6960	360	1
Int_M 4.6	gLCB31	2,803	0,131	453,02	359,48	219,4	6960	360	1
Int_M 3.6	gLCB31	2,803	0,131	415,36	343	311,15	6960	360	1
Int_M 1.6	gLCB31	2,803	0,131	108,96	501,76	334,95	6160	360	1

Mu [kNm]	Mu/Med	Vu [kN]	Vu/Ved	Rottura	
2566,874	3,521	420,197	1,064	Verificato	1,064
1803,487	1,944	724,343	1,290	Verificato	1,290
2129,732	1,827	763,707	2,020	Verificato	1,827
1175,659	2,595	647,610	2,952	Verificato	2,595
1125,057	2,709	641,315	2,061	Verificato	2,061
1398,657	12,836	639,165	1,908	Verificato	1,908

Dall'analisi appena eseguita si può chiaramente notare un incremento di resistenza a taglio della muratura, le quali aumentano del 35% circa rispetto alla muratura non rinforzata analizzata nello stato di fatto. La costruzione, nello stato di progetto, risulta, perciò, adeguata nei confronti delle azioni sismiche.

12. La realizzazione degli interventi proposti

Nel processo edilizio di costruzione di un nuovo edificio o di restauro di un manufatto storico, la fase di progettazione è fondamentale quanto la fase di esecuzione. La buona riuscita di un'opera e degli interventi strutturali e architettonici, dipende sia da una corretta progettazione sia da un'esecuzione a regola d'arte.

Come già accennato nel capitolo di introduzione, l'esperienza di stage che ha portato ad elaborare questa tesi di laurea, mi ha dato l'opportunità di seguire in prima persona la realizzazione degli interventi analizzati precedentemente.

In quest'ultimo capitolo quindi si è voluto documentare i processi di lavorazione eseguiti fino ad ora dall'impresa Maroso Ivo Enzo.

12.1 Sistema di fondazioni



Figura 102 - Demolizione dell'impalcato e rimozione dei muricci – Piano terra



Figura 103 - Demolizione dei muricci di fondazione con mini-escavatore – Piano terra



Figura 107 - Posa di armature e maglie elettrosaldate nella platea di fondazione



Figura 106 - Dettaglio dell'armatura del cordolo di collegamento nella fondazione



Figura 105 - Ferri d'armatura per il rinforzo della fondazione esistente



Figura 104 - Ferri d'armatura nel corridoio vano scale



Figura 108 - Getto della platea di fondazione



Figura 109 - Livellamento della platea di fondazione



Figura 110 - Getto delle guance in c.a. per il sostegno
dell'impalcato in laterizio - Piano terra

12.2 Solaio piano terra



Figura 111 - Posa di tavellonato in laterizio - Piano terra



Figura 112 - Riposizionamento dei muricci in laterizio precedentemente rimossi



Figura 113 – Solaio in tavellonato di laterizio con maglie elettrosaldate nell'aula centrale – Piano terra



Figura 114 - Solaio in tavellonato nel corridoio lato Nord



Figura 116 - Getto della cappa in calcestruzzo sopra tavellonato in laterizio - Piano terra

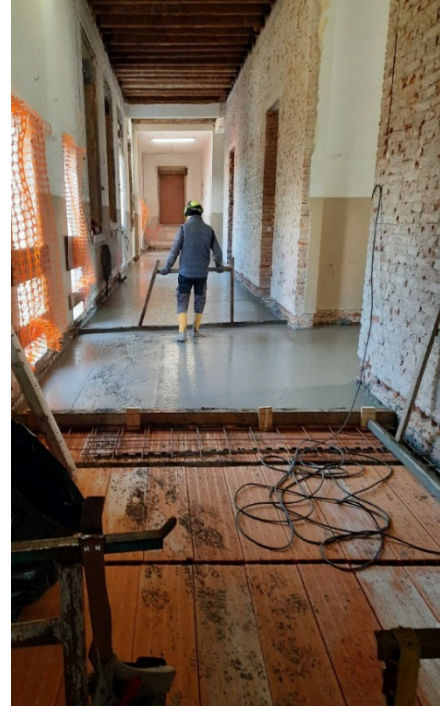


Figura 115 - Livellatura della cappa in calcestruzzo - Piano terra

12.3 Consolidamento murature



Figura 117 - Scasso di mattoni pieni per l'intervento di consolidamento delle murature



Figura 118 - Consolidamento delle murature - Piano terra



Figura 119 - Rinforzo del muro di spina mediante aggiunta di mattoni a una testa - Piano primo

12.4 Solaio in latero cemento



Figura 120 - Posizionamento delle travi HEB200 nel solaio in legno - Piano primo



Figura 121 - Fissaggio della trave HEB 200 alla trave HEB 220 sovrastante - Piano Primo



Figura 122 - Consolidamento del solaio in legno - Piano primo

12.5 Solaio in legno



Figura 123 - Doppio tavolato incrociato nel corridoio lato Nord - Piano Primo



Figura 124 - Collegamento mediante nastro forato delle travi in legno tra aula centrale e corridoio - Piano primo



Figura 125 - Posa di doppio tavolato in legno incrociato - Piano primo



Figura 126 - Posa di profili presso-piegati ancorati alle murature con barre di inghisaggio - Piano primo

12.6 Vani esterni



Figura 127 - Demolizione dei vani esterni - Stato di fatto



Figura 128 - Platea in c.a. del locale tecnico



Figura 129 - Solaio in latero-cemento su muratura in mattoni forati - Vano tecnico



Figura 130 - Ferri di armatura per cordolo in c.a. al primo piano - Vano tecnico

13. Conclusioni

L'obiettivo principale del presente lavoro di tesi è stato la valutazione del livello di sicurezza strutturale del palazzo Bonin-Longare, con l'obiettivo di riqualificarlo e di conferirgli un nuovo utilizzo a servizio dei cittadini del comune, destinando gli spazi esistenti in ambulatori medici, biblioteca, e aule polifunzionali.

Seguendo le indicazioni definite dall'attuale Normativa Tecnica delle Costruzioni, si è inquadrato lo stato di fatto del manufatto, le proprietà dei materiali costitutivi ed i rapporti costruttivi tra le sue parti. Si è analizzato le azioni agenti sul palazzo, come i carichi gravitazionali, l'azione del vento e della neve, fino a determinare l'azione sismica.

Da questi dati si è poi sviluppato un modello di calcolo in Midas Gen, con il quale si è analizzato il comportamento globale della struttura, sia in termini statici sia in termini sismici con l'applicazione di un'analisi statica lineare e un'analisi dinamica lineare. In modo analitico invece sono stati analizzati i meccanismi di collasso locali delle pareti murari. In queste analisi si è potuto constatare che il manufatto non era in grado di resistere alle azioni verticali e orizzontali. Si è quindi dovuto proporre degli interventi strutturali ai fini di mettere in sicurezza l'intera struttura, per riqualificarla e poter garantire la destinazione d'uso richiesta dal comune di Quinto.

La progettazione e le verifiche degli interventi di restauro strutturale riportano risultati positivi, garantendo alla struttura adeguanti livelli di sicurezza rispetto alle azioni gravitazionali e sismiche. Inoltre, è stata rispettata l'esigenza di salvaguardia e conservazione dell'immobile, evitando scavi, demolizioni e tagli che avrebbero potuto indebolire la struttura esistente.

Ringraziamenti

Si ringrazia innanzitutto il Professore Roberto Scotta, relatore della presente tesi, per avermi concesso la possibilità di sviluppare una tesi in azienda ed avermi inserito in questo progetto. Dei sentiti ringraziamenti vanno al Ing. Lorenzo Pizzuti per essere sempre stato disponibile e per i preziosi consigli che mi ha fornito nello svolgimento di questo lungo lavoro. Ringrazio vivamente l'impresa Maroso Ivo Enzo che mi ha accolto nell'azienda per questo progetto e che tutt'ora investe su di me per continuare un percorso lavorativo.

Si ringraziano con affetto la mia famiglia per avermi spinto ed incoraggiato ad intraprendere questo lungo cammino ed assieme a loro la mia ragazza e tutti gli amici per avermi sempre sostenuto in ogni momento di difficoltà.