

SOMMARIO

<u>1</u>	<u>INTRODUZIONE</u>	<u>8</u>
1.1	ANALISI STORICO CRITICA	10
1.1.1	Sviluppo urbanistico dell'area	10
1.1.2	Progetto originario dell'area	13
1.1.3	Interventi di restauro e recupero dell'area	15
<u>2</u>	<u>DESCRIZIONE DEL MANUFATTO</u>	<u>17</u>
2.1	DOCUMENTAZIONE FORNITA DALLA COMMITTENZA	19
<u>3</u>	<u>METODO DI CALCOLO</u>	<u>20</u>
<u>4</u>	<u>CODICI DI CALCOLO</u>	<u>22</u>
4.1	MIDAS GEN PLUS / ADVANCED	22
4.2	3MURI	22
4.3	VCA - SLU	23
4.4	MICROSOFT EXCEL	23
4.5	DICHIARAZIONI DI CUI § 10.2 DM 17/01/2018	24
4.5.1	Tipo di analisi svolta	24
4.5.2	Affidabilità dei Codici di Calcolo	24
4.5.3	Validazione dei Codici di Calcolo	24
4.5.4	Modalità di presentazione dei risultati	24
4.5.5	Informazioni generali sull'elaborazione	24
4.5.6	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	25
<u>5</u>	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u>	<u>26</u>
<u>6</u>	<u>METODO DI VERIFICA SISMICA SU EDIFICI ESISTENTI E LIVELLO DI CONOSCENZA</u>	<u>27</u>
6.1	CRITERI DI VERIFICA	27
6.2	CONOSCENZA DELL'EDIFICIO	28
6.3	LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO	29
6.4	CALCOLO DEL FATTORE DI CONFIDENZA PER EDIFICI SOTTOPOSTI A VINCOLO	30
<u>7</u>	<u>RIEPILOGO DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE</u>	<u>32</u>
7.1	TIPOLOGIA E UBICAZIONE PROVE	32
7.2	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA STRUTTURALE	34
7.2.1	Elementi in calcestruzzo	34
7.2.1.1	Prelievo campione di calcestruzzo	34
7.2.1.2	Indagini pacometriche	34
7.2.1.3	Indagini SonReb	35
7.2.1.4	Scarifiche per rilievo barre d'armatura	35
7.2.1.5	Prelievo barra d'armatura	36
7.2.2	Acciaio d'armatura	37
7.2.2.1	Indagini con microdurometro	37

7.2.3	Elementi in muratura	38
7.2.3.1	Martinetto piatto singolo e doppio	38
7.2.3.2	Penetrometro su malta	40
7.2.3.3	Endoscopie sulla muratura	41
7.2.4	Verifiche ammorsamento murature	42
7.2.5	Elementi lignei	43
7.2.5.1	Prove resistografiche	43
7.2.5.2	Prove di impronta su elementi lignei	43
7.2.6	Rilievo fondazioni	44
7.2.6.1	Scavo fondazionale	44
7.2.7	Orizzontamenti	45
7.2.7.1	Rilievo geometrico solaio	45
8	<u>ELABORAZIONI PROVE SUI MATERIALI</u>	46
8.1	ELEMENTI IN CALCESTRUZZO	46
8.2	ACCIAIO D'ARMATURA	47
8.3	ELEMENTI IN MURATURA	48
9	<u>RIEPILOGO DELLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	51
9.1	MATERIALI ESISTENTI	51
9.1.1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	51
9.1.2	Calcestruzzo	52
9.1.3	Acciaio d'armatura	52
9.1.4	Legno	53
9.2	MATERIALI NUOVI	54
9.2.1	Calcestruzzo	54
9.2.2	Acciaio d'armatura	54
9.2.3	Acciaio profili	54
9.2.4	Legno	55
9.2.5	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	55
9.2.6	Bulloni	56
9.2.7	Malta per allettamenti	56
9.2.8	Inghisaggio chimico	56
9.2.9	Tessuto in fibra di acciaio galvanizzato	57
9.2.10	Sistema epossidico bi-componente in gel tixotropico	58
10	<u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO</u>	59
10.1	RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA – MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO	60
10.2	PROFONDITÀ FALDA	60
10.3	INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW E REMI	61
10.4	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	63

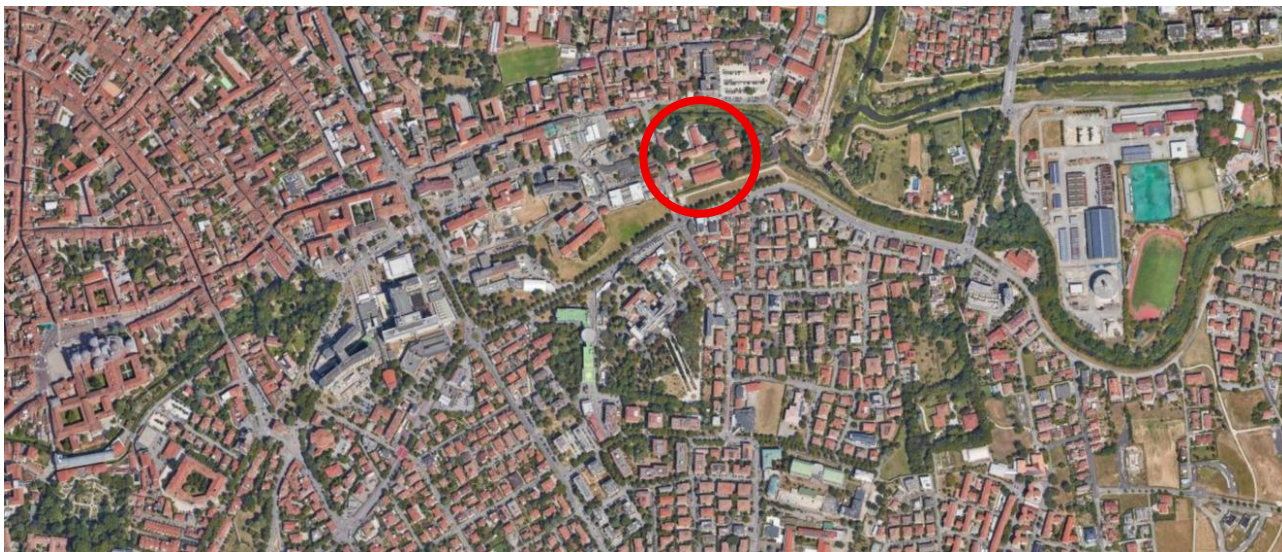
10.5	CATEGORIA TOPOGRAFICHE	63
11	ANALISI DEI CARICHI	64
11.1	PESO PROPRIO G_1	64
11.2	PESO PERMANENTE PORTATO G_2	64
11.3	CARICO ACCIDENTALE Q_k	65
11.4	NEVE	66
11.5	VENTO	68
11.6	CARICHI DOVUTI A SISMA (D.M. 2018)	70
11.6.1	Vita nominale di progetto	70
11.6.2	Classe d'uso	70
11.6.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	71
11.6.4	Riepilogo parametri sismici	71
11.6.5	Spettro di risposta elastico SLO	73
11.6.6	Spettro di risposta elastico SLD	73
11.6.7	Spettro di risposta elastico SLV	74
11.6.8	Spettro di risposta elastico SLC	74
12	COMBINAZIONI DI CARICO	75
12.1	STATICA	75
12.2	SISMICA	76
12.2.1	Analisi Push-Over	76
13	RIEPILOGO ANALISI DEL QUADRO FESSURATIVO	77
14	RIEPILOGO DEI RISULTATI DI VULNERABILITÀ STATICA E SISMICA	78
14.1	RIEPILOGO DELLE CRITICITÀ STATICHE NELLO STATO DI FATTO	78
14.1.1	Orizzontamenti in legno	78
14.1.2	Orizzontamenti in c.a.	79
14.1.2.1	Solette c.a.	79
14.1.2.2	Travi c.a.	79
14.1.3	Rampe scale	80
14.1.4	Copertura	81
14.2	RIEPILOGO DELLE CRITICITÀ SISMICHE NELLO STATO DI FATTO	82
15	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	83
15.1	INTERVENTI SUGLI ORIZZONTAMENTI	83
15.1.1	Orizzontamenti in legno	83
15.1.2	Copertura in legno	83
15.1.3	Orizzontamenti in c.a.	83
15.1.4	Nuova controventatura piano calpestio sottotetto	83
15.2	NUOVE APERTURE SU MURATURA	84
15.3	NUOVA PLATEA E NUOVE TRAVI DI FONDAZIONE	85

15.4	RINFORZO STATICO SCALE ESISTENTI	85
16	MODELLAZIONE DELLO STATO DI PROGETTO	86
16.1	ANALISI LV2 - MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO	86
16.2	ANALISI LV3 – MODELLO GLOBALE	88
16.2.1	Analisi Push-Over	88
17	VERIFICA INTERVENTI RINFORZO STATICO ORIZZONTAMENTI	89
17.1	SOLAI IN LEGNO	89
17.1.1	Sollecitazioni	91
17.1.2	Verifiche elementi in legno	93
17.1.3	Verifiche elementi in acciaio	94
17.2	SOLAI IN C.A.	95
17.2.1	Rinforzo solette in c.a.	95
17.2.2	Verifica delle solette rinforzate	98
17.2.2.1	Luce 3.50 m	98
17.2.2.2	Luce 1.5 m	99
17.2.2.3	Luce 2.65 m	100
17.2.2.4	Luce 2.30 m	101
17.2.3	Rinforzo travi in c.a.	102
17.2.3.1	Rinforzo a flessione – Travi terrazza centrale	102
17.2.3.2	Rinforzo a taglio – Travi terrazza centrale	103
17.2.3.3	Rinforzo a flessione – Travi terrazza laterale	104
17.2.3.4	Rinforzo a taglio – Travi terrazza laterale	105
17.2.4	Verifica delle travi rinforzate	106
17.2.4.1	Travi terrazzo centrale	106
17.2.4.2	Travi terrazzo laterale	108
18	VERIFICA RINFORZO STATICO SCALE	110
19	VERIFICA STATICA STRUTTURE VERTICALI	115
19.1	MURATURA	115
19.1.1	Murature da fondazioni a calpestio piano primo	115
19.1.2	Murature da calpestio piano primo a copertura	116
19.2	CALCESTRUZZO	117
20	VULNERABILITÀ SISMICA	118
20.1	METODO DI ANALISI	118
20.2	ANALISI LV2 – MECCANISMI DI COLLASSO LOCALI	123
20.2.1	Ribaltamento semplice RB01	124
20.2.1.1	Ribaltamento attorno cerniera piano 0	126
20.2.1.2	Ribaltamento attorno cerniera piano 1	128
20.2.1.3	Riepilogo	130

20.2.2	Ribaltamento semplice RB02	131
20.2.2.1	Ribaltamento attorno cerniera piano 0	133
20.2.2.2	Ribaltamento attorno cerniera piano 1	135
20.2.2.3	Riepilogo	137
20.2.3	Ribaltamento cantonale C01	138
20.2.3.1	Ribaltamento attorno cerniera a quota 6.90 m	140
20.2.3.2	Riepilogo	141
20.2.4	Ribaltamento cantonale C02	142
20.2.4.1	Ribaltamento attorno cerniera a quota 6.00 m	144
20.2.4.2	Riepilogo	144
20.2.5	Riepilogo indici di sicurezza dei meccanismi locali	145
20.3	ANALISI LV3 – MODELLO GLOBALE	146
20.3.1	Analisi Push-Over	146
20.3.1.1	Descrizione del modello	146
20.3.1.2	Determinazione dei modi di vibrare	148
20.3.1.3	Verifica delle murature	149
<u>21</u>	<u>ATTRIBUZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA</u>	<u>154</u>
21.1	CLASSE IS-V E PAM	154
<u>22</u>	<u>VERIFICA FONDAZIONALE</u>	<u>155</u>
<u>23</u>	<u>COMMENTI SUGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI</u>	<u>156</u>
<u>24</u>	<u>CONCLUSIONI ANALISI DEL QUADRO FESSURATIVO</u>	<u>159</u>
<u>25</u>	<u>LAVORAZIONI PER STRALCI</u>	<u>160</u>
<u>26</u>	<u>CONCLUSIONI</u>	<u>161</u>
26.1	STATICA	161
26.2	SISMICA	162
26.3	LAVORAZIONI PER STRALCI	163

1 INTRODUZIONE

L'ex Macello Pubblico di Padova è un ampio complesso monumentale situato a est della città, che si estende su una superficie di circa 20.000 metri quadrati.



Localizzazione dell'edificio

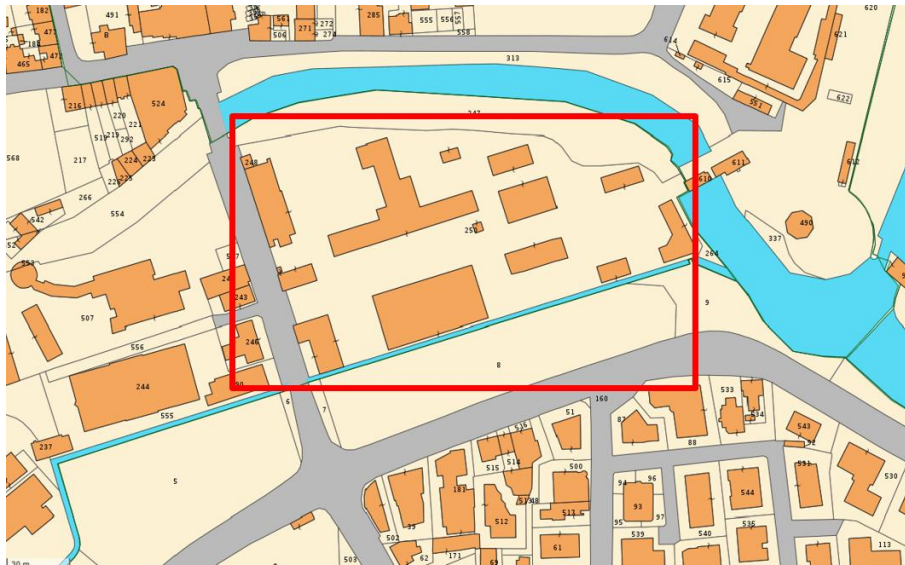
L'area è delimitata a nord dal Canale San Massimo, a est dal Ponte delle Gradelle, a sud da via Gattamelata, mentre l'ingresso principale si trova a ovest, su via Cornaro.



Estratto fotopiano Ex-Macello in via Cornaro

L'area è così censita al nuovo catasto urbano del Comune di Padova:

- Foglio 105;
- Particella 250;
- Subalterno 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24.



Estratto planimetria catastale

L'area di intervento è identificata dalla carta dei vincoli e della pianificazione territoriale del Comune di Padova come segue:

- Centro storico;
- Vincoli sui beni culturali (D.Lgs. n° 42/2004 – art. 10 e 12)
- Vincoli paesaggistici, immobili ed aree di notevole interesse pubblico (D. Lgs. n° 42/2004 – art. 136)

L'area di intervento è identificata dal Piano degli Interventi (PI) del Comune di Padova come segue:

- Unità di piano della classe C modalità di tipo C – Restauro (nto 15.c)
- Attrezzatura di interesse comune (nto 15.4, 15.6)
- Zona di degrado in Centro Storico (nto 15.25)
- Sistema bastionato – Aree a parco (nto 15.15)
- Verde pubblico (nto 15.4, 15.6)



Estratto piano degli interventi del Comune di Padova

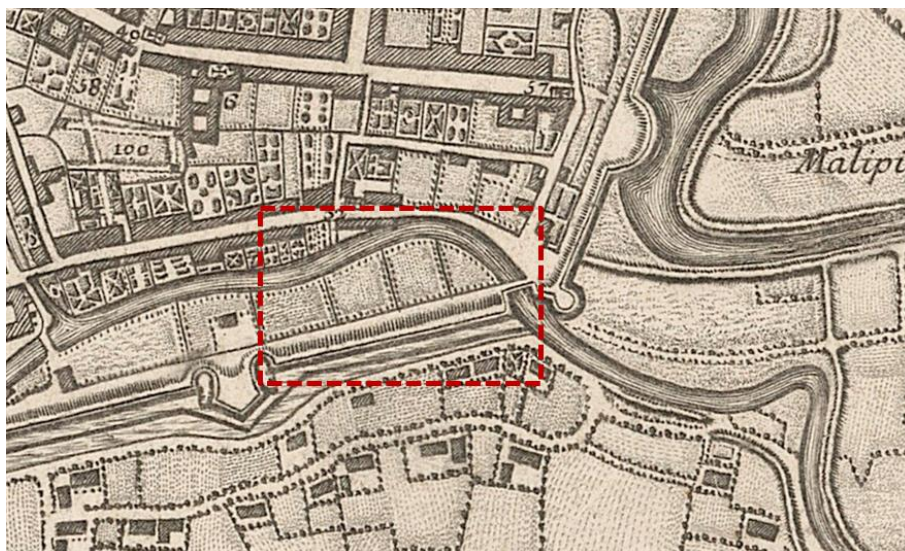
1.1 ANALISI STORICO CRITICA

1.1.1 Sviluppo urbanistico dell'area

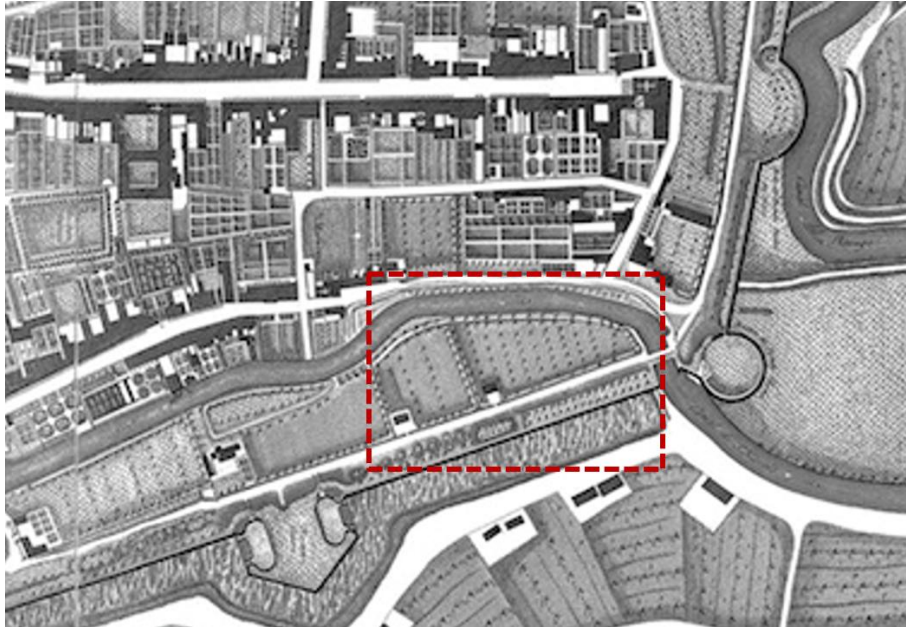
L'area su cui fu costruito l'Ex Macello di Padova si trovava originariamente fuori dalla cerchia muraria medievale realizzata da Francesco I da Carrara nel 1376. Le mura, adatte a difendersi da armi tradizionali, furono in parte demolite e ricostruite dai Veneziani dopo l'assalto del 1509 durante la guerra della Lega di Cambrai, adattandole alle nuove esigenze difensive con bastioni e terrapieni. In quel periodo fu inglobata nel perimetro urbano anche la zona dell'attuale Ex Macello, inclusa in un'area sgombra da edifici detta "spianata" o "guasto", destinata alla difesa e piantumata con pioppi.

Le mappe storiche del XVIII secolo confermano la permanenza di questa configurazione, mostrando la spianata e le alberature. Il terreno fu utilizzato a lungo per coltivazioni e pascolo, in particolare con la tecnica della "piantata veneta", che univa viti e cereali.

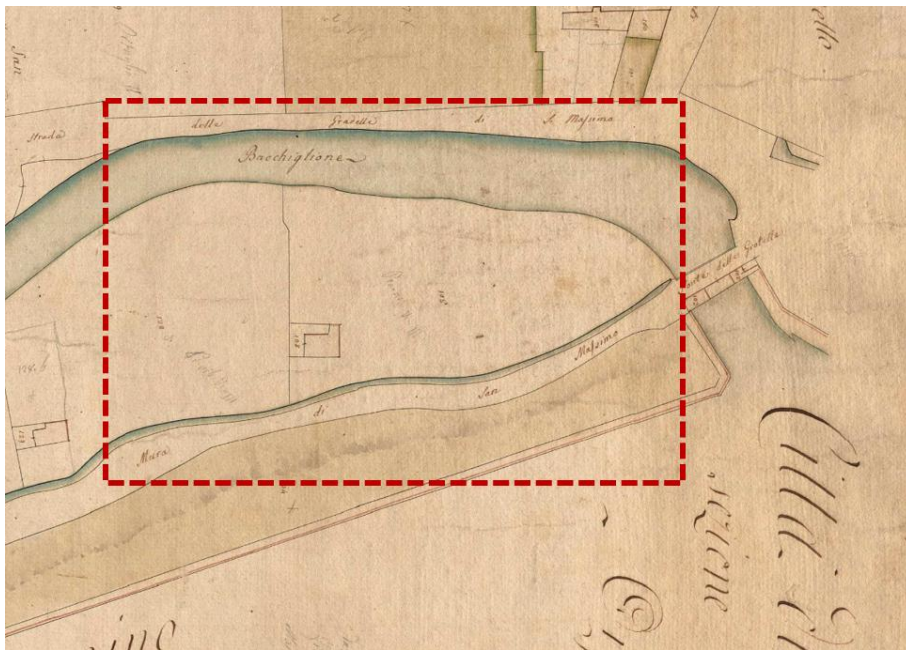
Le stesse mappe testimoniano anche l'esistenza, tra le mura e il canale di San Massimo, di una strada realizzata per scopo militare che collegava il Torrione Buovo al baluardo Cornaro e a Porta Liviana (oggi Pontecorvo). Questo tracciato è ancora riconoscibile nell'asse viario dell'Ex Macello, tra via Cornaro e il ponte delle Gradelle. Vi erano inoltre due edifici rurali, e i catasti ottocenteschi confermano l'uso agricolo dell'area, con appezzamenti destinati a pascolo e coltivazione promiscua (piantata veneta). Due terreni risultavano di proprietà privata, mentre il resto era demaniale.



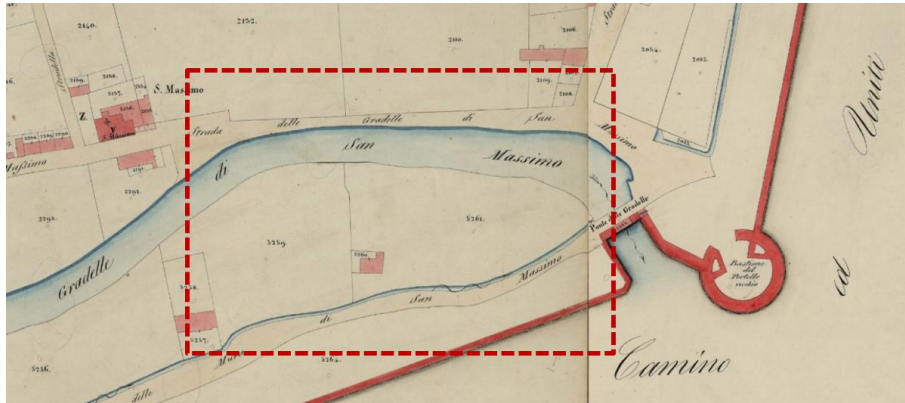
Estratto di "La Gran Carta del Padovano di G.A. Rizzi Zannoni" del 1780



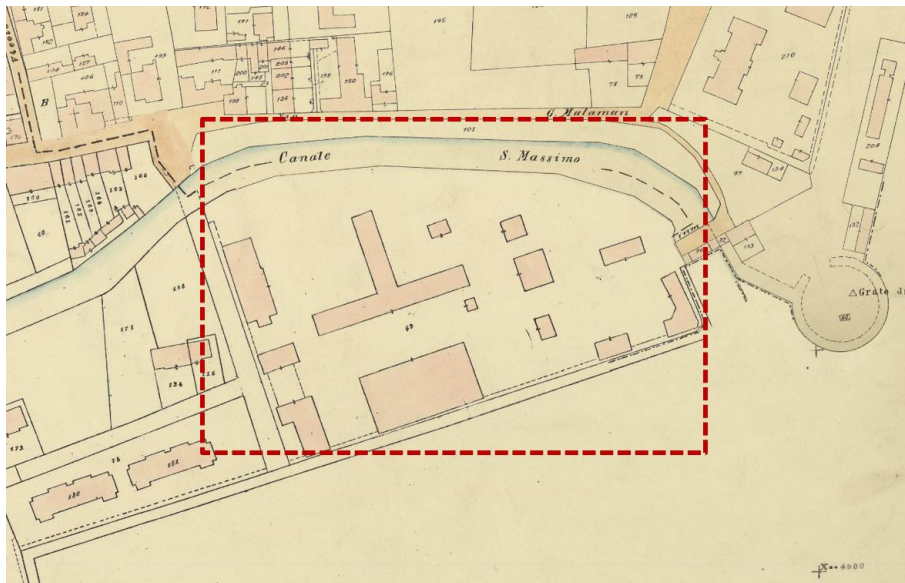
Estratto di "La pianta di Padova di Giovanni Valle" del 1784



Estratto mappa catasto Napoleonico - 1810 circa



Estratto mappa Catasto Austriaco - 1845



Estratto mappa catasto Italiano - 1925 circa

Il sistema dei macelli a Padova si è evoluto nel tempo, seguendo lo sviluppo urbano e le normative igienico-sanitarie. In epoca antica, la macellazione avveniva nelle piazze cittadine, cuore dell'attività commerciale. Il primo edificio specificamente destinato alla macellazione fu la *beccaria grande*, costruita nel 1398 lungo il fiume Bacchiglione. Questa struttura rimase in funzione per secoli, passando attraverso varie dominazioni.

Con l'influenza della cultura urbanistica francese, nell'Ottocento si avviò una riorganizzazione degli spazi urbani, con l'obiettivo di concentrare l'attività di macellazione in un unico luogo. Nacque così il macello *Jappellino*, progettato da Giuseppe Jappelli, situato fuori dal centro, presso le mura cinquecentesche. L'impianto prevedeva spazi distinti per la macellazione e per gli uffici, con attenzione all'igiene e all'organizzazione funzionale. Successivamente, nel 1870, venne costruito un macello intermedio alle spalle di quello dello Jappelli destinato probabilmente alla macellazione dei suini, obbligata fuori città per legge.

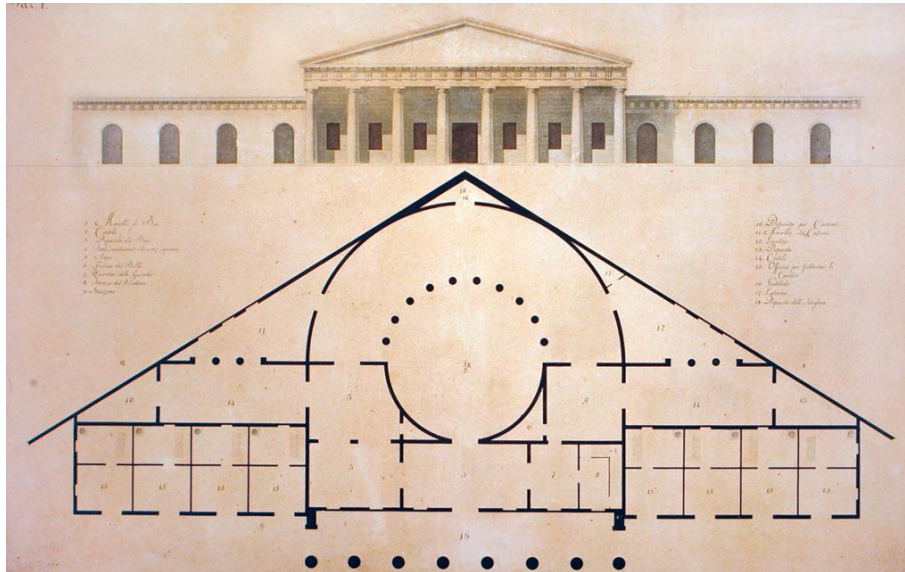


Tavola di progetto il Macello- Giuseppe Jappelli - 1818

Il nuovo macello progettato dall'ingegner Peretti fu collocato in una zona periferica, scarsamente urbanizzata, facilmente acquisibile in quel periodo dall'Amministrazione Comunale e scelta per la favorevole situazione idraulica essendo il ponte delle Gardelle il punto di uscita delle acque urbane più a valle della città. Tuttavia, la sua posizione non rispettava pienamente tutti i criteri urbanistici dell'epoca causa dell'espansione urbana continua, trasformazioni urbanistiche che portarono alla nascita della zona universitaria e all'apertura di via Loredan con l'abbattimento parziale della cinta muraria.

1.1.2 Progetto originario dell'area

Nel 1904, durante un periodo di intensa attività urbanistica a Padova, l'ingegnere capo Alessandro Peretti redasse il progetto per un nuovo macello, destinato a sostituire quello precedente di Giuseppe Jappelli, ormai inadeguato per una città di 80.000 abitanti. Per ragioni igienico-sanitarie, il Genio Civile impose di sopraelevare l'area di 1,5 metri tramite interrimento, utilizzando terra prelevata dai terrapieni delle mura presso Pontecorvo, trasportata con carrelli su rotaie. Il nuovo macello, esteso su circa 17.000 mq, è delimitato a nord dal canale di S. Massimo, a est e sud dalla cinta muraria, e a ovest da via Alvise Cornaro.



Planimetria del Progetto del 1905 dell'Ingegnere Peretti

Il complesso del macello presentava un'organizzazione funzionale ed articolata. L'ingresso principale, con un portico a colonne, era destinato alla prima visita e alla pesa degli animali; accanto si trovavano gli uffici, le abitazioni del direttore e del custode, nonché i locali per le guardie daziarie. Tra il 1908 e il 1910 furono costruite celle frigorifere con impianti per la produzione di ghiaccio, successivamente usate anche per le analisi del pesce destinato al commercio.



Foto dell'ingresso 1907

All'interno, la grande sala detta "la Cattedrale" era destinata alla macellazione dei bovini, dotata di sistemi meccanici per il sollevamento delle carni e ben illuminata da finestroni e un lucernario. In origine, l'edificio era previsto con copertura piana, poi modificata in corso d'opera. Accanto, un edificio a T ospitava le attività che richiedevano acqua calda: docce, mensa, spogliatoi, macellazione suina, tripperia e locali per lavorazioni particolari. Nelle aree perimetrali si trovavano: una concimaia (oggi quasi scomparsa), servizi igienici, tre stalle (per suini, bovini, ovini/vitelli), alcune trasformate successivamente in celle frigorifere. Lungo le mura sud-est

erano disposti i locali per la lavorazione di sangue, sego e pelli, oltre allo svuotatoio dei ventricoli. Isolato, vicino al ponte delle Gradelle, vi era l'edificio per animali infetti, con stalla e digestore Rastelli per il trattamento delle carni non salubri. Un'altra concimaia completava il complesso.

Questo modello di macello, detto "cellulare", sostituiva le macellerie disperse con uno spazio unificato e igienico, dove ogni macellaio operava in una stanza autonoma, secondo una concezione moderna nata tra Otto e Novecento.

Il complesso del macello fu realizzato utilizzando il sistema costruttivo Hennebique, che impiegava calcestruzzo armato per creare una struttura portante monolitica. Questo metodo prevedeva l'uso di plinti di fondazione, pilastri, travi principali e secondarie, e solette. I pilastri, generalmente a sezione quadrata, rettangolare o poligonale, erano rinforzati con armature metalliche longitudinali (barre circolari), supportate da legature trasversali in filo di ferro e fasce metalliche.

Le travi, collegate monoliticamente alle solette, formavano strutture resistenti a "T", con armature metalliche disposte in barre tonde. Alcune barre erano diritte e situate nella parte inferiore della trave, mentre altre, piegate alle estremità, garantivano la presenza di armature sia nella parte inferiore che superiore della struttura, specialmente nelle zone di incastro. La ripartizione delle barre diritte e piegate era generalmente equilibrata. Le staffe, realizzate con piattina di ferro, contrastavano gli sforzi di taglio.

Un aspetto distintivo era il collegamento tra pilastri e travi, che spesso prevedeva mensole inclinate per il raccordo. I dimensionamenti ottenuti con le formule empiriche di Hennebique risultarono simili a quelli dei metodi di progetto tradizionali, e la buona performance statica nel tempo confermò la validità del sistema.

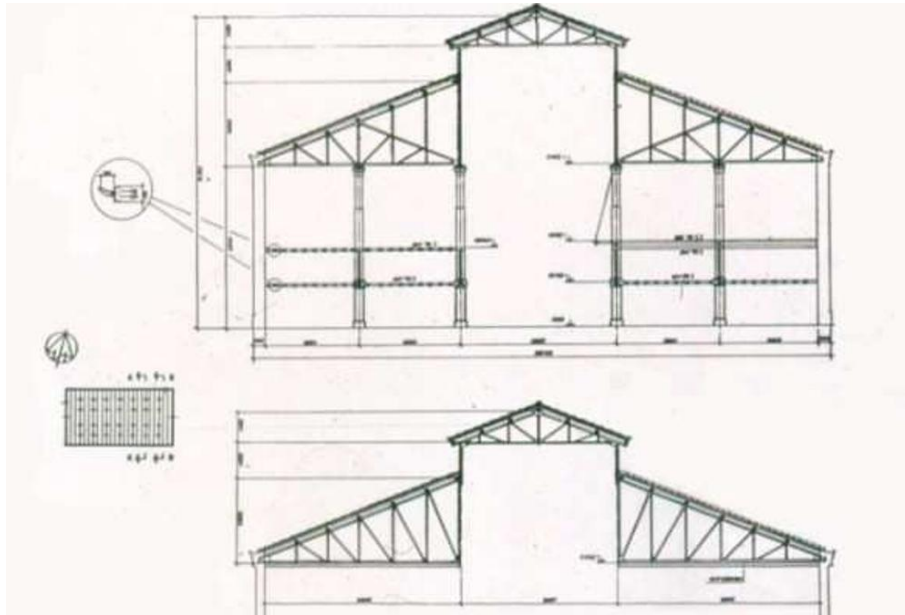
L'attività di macellazione, inaugurata il 7 settembre 1908, proseguì fino ai primi anni '70, quando si assistette al suo definitivo trasferimento nel nuovo impianto di Corso Australia, avvenuto nel '75.

1.1.3 Interventi di restauro e recupero dell'area

Negli anni '70, sono stati intrapresi i primi interventi di ristrutturazione, concentrandosi soprattutto sulle strutture di copertura. Questi lavori furono avviati grazie a un accordo tra l'Associazione C.L.A.C., il Comune di Padova e l'Istituto Edile Professionale di Camin. La ristrutturazione riguardava principalmente la sistemazione esterna dell'ex sala bovini e interventi più radicali nella ex sala di macellazione ovini e l'ex macello dei suini:

- Nel caso dell'ex macello dei suini, venne realizzata una nuova copertura, demolendo gli abbaini e installando nuove capriate e un sistema di orditura in calcestruzzo armato;
- Nell'ex stalla bovini subì una sistemazione esterna;
- Nell'edificio delle celle frigorifere, trasformato in centro iperbarico, vide modifiche interne significative, con l'abbattimento di molte pareti e la creazione di nuovi ingressi in corrispondenza delle finestre preesistenti per l'installazione dei macchinari di notevoli dimensioni.

Negli anni '80 si intervenne sulla struttura di copertura in ferro della sala ex macellazione bovini per migliorarne la sicurezza statica, con lavori su baionette, stabilizzazione delle capriate e l'inserimento di controventature. Particolare attenzione fu dedicata alla progettazione delle controventature di falda per superare le differenze tra le terzere in legno.



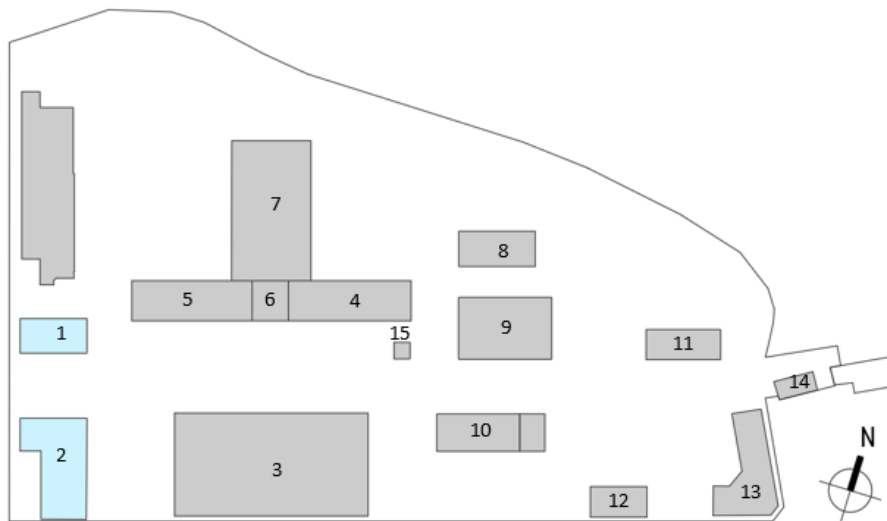
Estratto di progetto dei rinforzi utilizzati per il restauro delle strutture in ferro

Nel 1973 nacque l'idea di un osservatorio astronomico e un planetario sui Colli Euganei, progetto sviluppato da Roberto Sannevigio e Giancarlo Favero, con la collaborazione dello Studio Architetti Barato. Il primo planetario fu realizzato nel 1982 grazie all'interesse delle scuole e degli astrofili, con il contributo del Prof. Bovi e altri, e una donazione dalla Cassa di Risparmio di Padova e Rovigo per l'acquisto di uno strumento delle Officine Galileo. Il Planetario Galileo, inaugurato nel 1983, offriva una proiezione stellare in una piccola cupola, accogliendo scolaresche di ogni ordine e grado.

Tuttavia, con l'aumento della domanda e la limitatezza dello spazio, si iniziò a progettare un planetario più grande. Nel 1999, fu avviato un nuovo progetto, che portò all'inaugurazione del nuovo Planetario di Padova il 21 aprile 2009, in occasione dell'Anno dell'Astronomia, celebrando i 400 anni delle scoperte galileiane a Padova.

2 DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

Si riporta di seguito uno schema dell'area in cui è ubicato il manufatto in esame.



Schema del complesso Ex-Macello in via Cornaro

Si riporta di seguito una suddivisione:

- 1- Palazzina uffici dazi, uffici della direzione, pesa e abitazione del direttore- *Oggetto di intervento*
- 2- Palazzina pagamento dazio, custode, guardie daziarie e guardie della città - *Oggetto di intervento*
- 3- Macello bovini
- 4- Tripperia
- 5- Lavorazioni carni, servizi per il personale e refettorio
- 6- Locali caldaie
- 7- Macello Suini e stalla di sosta provvisoria dei suini
- 8- Stalla di sosta provvisoria dei suini e lanuti
- 9- Stalla di sosta bovini
- 10- Macello lanuti e celle frigo
- 11- Stalla osservazione e distruzione carni infette
- 12- Ex concimaia - svuotamento vetricoli
- 13- Spazio di servizi accessori
- 14- Fabbricati del ponte delle "Gradelle"
- 15- Servizi igienici

L'edificio in esame presenta due piani fuori terra, e possiede una **superficie totale** pari a circa **1505 mq**, considerando

- piano terra,
- piano primo,
- copertura,

, senza considerare la porzione canniciata a livello di calpestio del sottotetto.

Il **volume totale** è pari a circa **5300 mc**.

L'edificio è costituito da una struttura portante verticale in muratura in mattoni pieni, e le fondazioni risultano costituite da travi rovesce. In corrispondenza del porticato centrale, invece, è presente una struttura portante verticale costituita da pilastri in c.a.

Gli orizzontamenti sono costituiti prevalentemente da solai in legno, che sostengono un tavolato superiore a sostegno di morali e del pavimento; inoltre, nelle zone dei porticati sono costituiti da solette in c.a. sp. 15 cm e da travi in c.a. a sostegno della soletta e a passo variabile. È infine presente un solaio in laterocemento a calpestio del piano primo nella zona dov'è attualmente presente la porzione di torretta.

In corrispondenza del sottotetto non è presente un solaio calpestabile, ma sono presenti travi lignee con l'unica funzione di sostegno del controsoffitto in cunicciato.

A livello di copertura sono presenti travi lignee ed anche due capriate.

All'interno dell'edificio sono inoltre presenti due scale in c.a. costituite da una soletta rampante in c.a.; è inoltre presente una piccola scala in acciaio.

2.1 DOCUMENTAZIONE FORNITA DALLA COMMITTENZA

I documenti forniti dalla Committenza sono di seguito elencati:

- Progetto di fattibilità tecnica ed economica a firma di Arch. Ostellari Valeria, con RUP Arch. Domenico Lo Bosco;
- Progetto Pleiadi, Area Ex-Macello via Cornaro – Padova Science Centre – Progetto di fattibilità tecnica ed economica.

3 METODO DI CALCOLO

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni".

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni".

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, concordemente con il D.M. 17/01/2018, sono assunti pari a:

Cemento armato

SLU	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
	1.15	1.50 per c.a. normale

Acciaio per carpenteria metallica

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Unioni metalliche

Tab. 4.2. XIV - Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento: per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Prearico di bullone ad alta resistenza con serraggio controllato	$\gamma_{M7} = 1,0$
con serraggio non controllato	$\gamma_{M7} = 1,10$

Muratura

Tab. 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Legno
Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

4 CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

4.1 MIDAS GEN PLUS / ADVANCED

Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti della "Midas Information Technology Co., Ltd". Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi- dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. Questo software è composto da una suite di programmi per il calcolo strutturale FEM orientata alle necessità dell'ingegneria civile. Il programma è fra i più diffusi al mondo con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità.

Specifiche tecniche:

- Denominazione del software: MIDAS GEN 2023
- Produttore del software: MIDAS IT Co. Ltd, Pangyo Seven Venture Valley, 633 Sampyeong-dong Bundang-gu, Seongnam, Gyeonggi 463-400 - Corea del Sud
- Rivenditore del software: CSPFEA, via Zuccherificio 5/D, 35042, Este - Italy
- <https://www.cspfea.net/>
- Versione: 2025
- Identificatore licenza: UD001-02941, U001-02831, U001-02832
- Intestatario della licenza: ICONIA INGEGNERIA CIVILE SRL VIA LISBONA, 28 A PADOVA

4.2 3MURI

Programma di calcolo strutturale, realizzato da "S.T.A. DATA s.r.l.", dedicato alla progettazione e verifica di strutture in muratura. Il programma si basa sulla modellazione delle strutture in muratura a telaio equivalente e consente l'analisi statica non lineare (analisi push-over) eseguendo le verifiche sismiche per gli stati limite di operatività, danno, salvaguardia della vita e collasso, nonché tutte le verifiche locali delle murature in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

Specifiche tecniche:

- Denominazione del software: 3MURI - Muratura
- Produttore del software: S.T.A DATA, Corso Raffaello 12, 10126, Torino - Italy
- Rivenditore del software: S.T.A DATA, Corso Raffaello 12, 10126, Torino - Italy
- <https://www.stadata.com>
- Versione: 13.1.0.0
- Identificatore licenza: 14341
- Intestatario della licenza: ICONIA INGEGNERIA CIVILE SRL VIA LISBONA, 28 A PADOVA

4.3 VCA - SLU

Programma prodotti dall'ing. Piero Gelfi dell'Università di Brescia. Eseguono il calcolo e la verifica di sezioni in c.a., in acciaio e miste, muri di sostegno, ecc.

4.4 MICROSOFT EXCEL

Fogli Excel per l'esecuzione di calcoli semplici implementati direttamente su schemi e formule derivate dalla scienza delle costruzioni. Prima dell'utilizzo, il foglio Excel viene testato e verificato sia mediante calcolo manuale diretto, sia mediante confronto con altri programmi di calcolo.

- Versione software: Microsoft Office Excel 2016
- Licenza nr: licenza Office365

4.5 DICHIARAZIONI DI CUI § 10.2 DM 17/01/2018

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il seguente paragrafo riporta il giudizio di accettabilità relativa all'utilizzo dei codici di calcolo automatico utilizzati per il progetto in esame.

In particolare, in osservanza al § 10.2 del D.M. 17/01/2018, si dichiara quanto di seguito:

4.5.1 Tipo di analisi svolta

Come riportato al § "METODO DI CALCOLO", lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali risultano concordi con il D.M. 17/01/2018.

4.5.2 Affidabilità dei Codici di Calcolo

Tutti i codici di calcolo di cui sopra sono stati utilizzati dopo un attento esame della documentazione a corredo del software, che ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene inoltre una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

La società produttrice ha inoltre verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

4.5.3 Validazione dei Codici di Calcolo

Ad ulteriore verifica di validazione dei programmi utilizzati, gli svariati anni di utilizzo hanno permesso di verificare internamente la bontà dei vari codici di calcolo, confrontando fra loro i risultati ricavati in base a soluzioni teoriche, calcolo manuale diretto, utilizzo di diversi software, arrivando ad un giudizio positivo di affidabilità ed accuratezza.

4.5.4 Modalità di presentazione dei risultati

Le verifiche riportate nella presente costituiscono un estratto dei calcoli principali condotti sulle strutture principali presenti nell'opera in oggetto.

All'interno della relazione vengono per lo più omessi i tabulati prodotti con i programmi di calcolo automatico, riportando eventualmente solo alcune tabelle e schemi grafici riepilogativi. Per alcuni elementi, per completezza, essi sono riportati in allegato alla relazione di calcolo; in ogni caso essi risultano disponibili presso lo Studio per eventuale consultazione.

4.5.5 Informazioni generali sull'elaborazione

I programmi di calcolo utilizzati prevedono una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di eventuali errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura, della presenza di elementi non verificati, dell'inosservanza di alcuni requisiti previsti dal DM18. Al termine di ciascuna analisi viene effettuato un controllo generale che identifica la correttezza degli spostamenti ottenuti, il rispetto dell'equilibrio fra azioni imposte e reazioni vincolari, ecc.

Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale con le schematizzazioni assunte nella modellazione.

4.5.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati infine sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità e la correttezza. Tale valutazione ha compreso, fra l'altro:

- Verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati
- Confrontazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, confronto con i risultati di modelli teorici, ecc Il confronto con i risultati di semplici calcoli manuali diretti (es. trave in semplice appoggio, trave continua, mensola a sbalzo, ecc
- Il confronto dei risultati ottenuti in fase di primo proporzionamento della struttura
- Il confronto fra calcolazioni effettuate con programmi differenti

Inoltre, sulla base delle procedure di qualità interne previste, i risultati sono stati controllati da un soggetto diverso che non ha preso direttamente parte alla progettazione, validandone così la correttezza.

In base a quanto detto, si può quindi asserire che la progettazione condotta è risultata corretta e idonea al caso specifico, ritenendo validi ed accettabili i risultati di calcolo ottenuti.

5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica:

- D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 21/01/2019, n° 7/C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- DPCM 9/02/ 2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14 Gennaio 2008"

Per quanto non diversamente specificato, verranno considerate (seppure in maniera non cogente) le indicazioni fornite dai seguenti documenti:

Eurocodici strutturali elaborati dal CEN nella loro forma internazionale EN:

- EUROCODICE 1 - Azioni sulle strutture
- EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- EUROCODICE 3 - Progettazione delle strutture di Acciaio
- EUROCODICE 4 - Progettazione delle strutture composte Acciaio-calcestruzzo
- EUROCODICE 7 - Progettazione geotecnica
- EUROCODICE 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

Norme UNI EN armonizzate:

- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.)

Ulteriori richiami normativi utilizzati come riferimento saranno specificati di volta in volta.

6 METODO DI VERIFICA SISMICA SU EDIFICI ESISTENTI E LIVELLO DI CONOSCENZA

In questo paragrafo vengono riportati i passaggi normativi più rilevanti della normativa attuale (NTC2018) e della Circ. Applicativa, necessari alla valutazione della sicurezza di un edificio esistente nei confronti delle azioni statiche e di quelle sismiche di progetto.

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa vigente, deve permettere di valutare se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in questo specifico caso la struttura oggetto di valutazione è annoverabile negli edifici di **Classe III**, e per tale motivo non sono necessarie verifiche agli SLE.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6. Le verifiche SLC si svolgono soltanto in termini di duttilità, tali verifiche non sono richieste per strutture progettate con $q \leq 1.5$.

Rispetto ad una nuova progettazione devono essere fatte alcune distinzioni:

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

6.1 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate tenendo conto di tutte le azioni presenti, sia non sismiche, sia sismiche. Con riferimento a quanto espresso nel § 8.5 delle NTC si precisa che, nel caso di combinazioni di carico che includano l'azione sismica, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sopportabili dalla struttura si considerano i carichi permanenti effettivamente riscontrati e quelli variabili previsti dalle NTC.

Per quanto riguarda l'azione sismica di progetto le norme tecniche impongono l'uso dello spettro di risposta che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche.

Il fattore di comportamento q è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0, sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali quando soggetti alle azioni non sismiche). Valori di q superiori a quelli sopra indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale.

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di $-E$ è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo $ag S$.

- $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte *i*-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Nelle costruzioni esistenti in soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere “duttili” o “fragili”.

Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità.

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi “duttili” del fattore di comportamento attribuito alla struttura, per gli elementi/meccanismi “fragili” del fattore di comportamento $q = 1,5$. Per questi ultimi la domanda non può superare quella trasmessa dagli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi, valutata come indicato al punto b) del §C8.7.2.2.

Nel caso di analisi lineare con spettro elastico la capacità degli elementi duttili, in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC e la capacità degli elementi fragili per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente parziale. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano i valori di progetto.

6.2 CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

Ai fini di eseguire la verifica strutturale di un edificio esistente si deve disporre di alcune fonti per l'acquisizione dei dati, in particolare:

- Documenti di progetto con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali;
- Eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- Rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi;
- Prove in-situ ed in laboratorio.

Da queste fonti si devono dedurre informazioni sui seguenti aspetti:

- Identificazione dell'organismo strutturale (ottenuto sulla base dei disegni originali di progetto opportunamente verificati con indagini in-situ, oppure con un rilievo ex-novo);
- Identificazione delle fondazioni e delle categorie di suolo;
- Informazioni sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi di armature, delle proprietà dei materiali;
- Informazioni su possibili difetti dei materiali o di esecuzione;
- Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale;
- Descrizione della destinazione d'uso attuale con identificazione della categoria di importanza;
- Informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.

La quantità e la qualità dei dati acquisiti determina il metodo di analisi ed i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza la Circ. Applicativa NTC 2018 distingue tre livelli di conoscenza:

- **LC1:** Conoscenza Limitata
- **LC2:** Conoscenza Adeguata
- **LC3:** Conoscenza Accurata

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- Geometria, ovvero le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- Dettagli strutturali, ovvero la quantità e disposizione delle armature (se presenti), compreso il passo delle staffe e la loro chiusura per il c.a., i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- Materiali, ovvero le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina i metodi di analisi ed i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali. Il livello di conoscenza acquisito determina infine il tipo di analisi consentito.

6.3 LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO

Il quadro conoscitivo si è sviluppato nelle seguenti modalità:

- analisi storico critica (ricerca d'archivio e recupero documenti originari di progetto)
- rilievo geometrico (rilievo tramite laser scanner e fotografico)
- definizione dettagli costruttivi (campagna di indagini e prove)
- definizione caratteristiche dei materiali (campagna di indagini e prove)

Le informazioni sono tali da perseguire il raggiungimento del **livello di conoscenza LC3**.

Definito sulla base degli elementi conoscitivi disponibili e delle indicazioni presenti in normativa, con particolare riferimento a quanto riportato nel capitolo C8.5.4.1 e nella tabella C8.5.IV della Circolare Applicativa 2019.

C8.5.4.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

Nel caso in cui la muratura in esame possa essere ricondotta alle tipologie murarie presenti nelle Tabelle C8.5.I e C8.5.II, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria in considerazione per i diversi livelli di conoscenza, come segue:

LC1: -Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I.

- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC2: - Resistenze: i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I

-Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC3: -I valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in Tabella C8.5.I individuano una distribuzione a-priori che può essere aggiornata sulla base dei risultati delle misure eseguite in sito. Considerato il generico parametro X , una stima dei parametri μ' e σ' della distribuzione a-priori può essere dedotta dai valori minimo e massimo in tabella, con le formule seguenti:

$$\mu' = \frac{1}{2}(X_{\min} + X_{\max}) \quad [C8.5.4.1]$$

$$\sigma' = \frac{1}{2}(X_{\max} - X_{\min}) \quad [C8.5.4.2]$$

Eseguito un numero n di prove dirette, l'aggiornamento del valore medio può essere effettuato come segue:

$$\mu^n = \frac{n\bar{X} + \kappa\mu'}{n + \kappa} \quad [C8.5.4.3]$$

dove \bar{X} è la media delle n prove dirette e κ è un coefficiente che tiene conto del rapporto tra la dispersione (varianza) della stima effettuata attraverso le prove (combinazione tra incertezza della misurazione sperimentale e dispersione dei parametri meccanici nell'ambito dell'edificio che si sta analizzando) e la varianza σ'^2 della distribuzione a-priori.

Nel determinare la stima aggiornata del valore medio del parametro meccanico, il coefficiente κ rappresenta il peso relativo della distribuzione a-priori (associata ai parametri della tabella C.8.5.I) rispetto alle prove sperimentali³.

Qualora la media delle n prove dirette \bar{X} sia significativamente diversa dal valore μ' adottato per la distribuzione a-priori, e quindi la differenza tra μ' e μ^n risulti rilevante, l'accettabilità del risultato ottenuto applicando l'equazione C8.5.4.3 deve essere adeguatamente motivata.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali sono tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo alle analisi richieste.

Il piano delle indagini è stato attentamente calibrato, ai sensi della normativa vigente, in relazione al comportamento strutturale atteso, della conoscenza delle modalità costruttive tipiche dell'epoca e sulla base delle esperienze pregresse in edifici analoghi. Tali indagini, per quanto di competenza e responsabilità, si ritengono, coerentemente con la vigente normativa e conformemente al livello progettuale in essere, adeguate a consolidare il livello di conoscenza dichiarato in sede di vulnerabilità sismica.

6.4 CALCOLO DEL FATTORE DI CONFIDENZA PER EDIFICI SOTTOPOSTI A VINCOLO

Per la valutazione della sicurezza sismica degli edifici tutelati di interesse storico-artistico la direttiva specifica è il **DPCM 9 febbraio 2011, Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008**, che contiene anche le linee guida per la progettazione degli interventi di riduzione del rischio sismico e le modalità di approfondimento delle varie attività di rilievo ed indagini.

In relazione all'approfondimento del rilievo geometrico e delle indagini materico-costruttiva, meccanica e sul terreno e le fondazioni, viene assunto dal progettista un fattore di confidenza FC, compreso tra 1 e 1.35, che consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e tenerne conto nella valutazione dell'indice di sicurezza sismica (o della vita nominale).

Il fattore di confidenza si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica, che possono essere così classificati:

- modelli che considerano la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali;
- modelli che considerano l'equilibrio limite dei diversi elementi della costruzione, pensando il materiale muratura come rigido e non resistente a trazione (creazione di un cinematismo di blocchi rigidi, attraverso l'introduzione di opportune sconnessioni).

La formulazione del fattore parziale di confidenza è la seguente:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	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)	$F_{C2} = 0.12$
	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)	$F_{C2} = 0.06$
	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)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Per l'edificio in esame, per il quale si intende raggiunto un **livello di conoscenza LC3**, viene utilizzato il fattore di confidenza: **FC = 1**

I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto. Limitatamente al caso di verifiche in condizioni non sismiche di singoli componenti (ad esempio solai sui quali siano state condotte indagini particolarmente accurate) oppure di verifiche sismiche nei riguardi dei meccanismi locali, è possibile adottare livelli di conoscenza differenziati rispetto a quelli impiegati nelle verifiche sismiche globali.

7 RIEPILOGO DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE

Si è condotta una campagna di indagini strutturali per approfondire la conoscenza del bene; le indagini sono state condotte da Metralab Srl.

Per tutte le risultanze complete della campagna di **indagini strutturali** si rimanda all'elaborato dedicato.

7.1 TIPOLOGIA E UBICAZIONE PROVE

La campagna di indagini diagnostiche comprende:

- N° 2 scavi in fondazione;
- N° 5 indagini endoscopiche;
- N° 1 prelievo campione di cls da pilastro e analisi di laboratorio;
- N° 1 prelievo di ferro di armatura solaio e analisi di laboratorio;
- N° 5 Indagini pacometriche;
- N° 4 Indagini SONREB;
- N° 5 Scarifiche per rilievo armatura elementi in c.a.;
- N° 4 Prove con microdurometro;
- N° 3 Prove resistografiche;
- N° 3 Rilievi geometrici solaio di copertura;
- N° 5 Prove di impronta su elementi lignei;
- N° 2 Prove di infissione su elementi lignei;
- N° 1 Indagine con martinetto piatto singolo e doppio;
- N° 2 Indagini PNT-G;
- N° 3 Rilievo macro-stratigrafia tramite rimozione intonaco;
- N° 11 Rimozioni di controsoffitto;
- N° 11 Saggi completi solaio;
- N° 5 Verifiche ammorsamento muratura.

7.2 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA STRUTTURALE

Si riportano di seguito alcuni estratti delle risultanze delle indagini strutturali.

7.2.1 Elementi in calcestruzzo


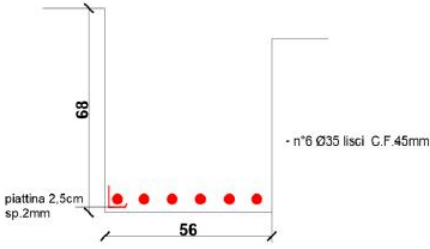
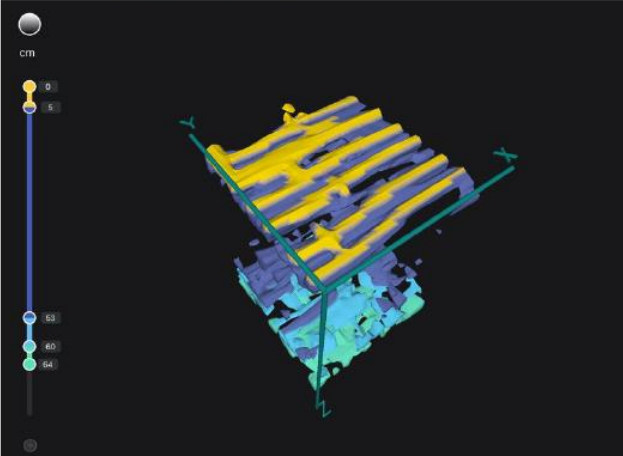
7.2.1.1 Prelievo campione di calcestruzzo

Si riporta un estratto delle indagini.

<p>INDAGINE 12 <i>Prelievo campione di calcestruzzo pilastro</i></p>	
	<p>Prelevato campione di cls da pilastro del porticato</p> <p>Intonaco superficiale di 1,5 cm</p> <p>Carbonatazione variabile tra 4,5 e 6,5 cm</p> <p>Analisi di laboratorio par. 5.6</p>

7.2.1.2 Indagini pacometriche

Si riporta un estratto delle indagini.

<p>INDAGINE 17 <i>Indagine pacometrica trave portico mezzeria</i></p>	
	 <p>68</p> <p>56</p> <p>piattina 2,5cm sp.2mm</p> <p>- n°6 Ø35 lisci C.F.45mm</p>
	

7.2.1.3 Indagini SonReb

Si riporta un estratto delle indagini.

N° indagine	Elemento strutturale	Indice sclerometrico	Velocità media di propagazione	Stima della resistenza cubica a compressione			
				RILEM NDT4	Di Leo e Pascale	Del Monte et al.	Gasparik
				MPa	MPa	MPa	MPa
		Is	V _u				
			m/s				
IND 13	Pilastro	40	4004	31,3	38,5	34,5	36,9
IND 14	Pilastro	39	3663	24,0	30,2	28,8	30,3
IND 19	Trave	36	4507	36,5	45,8	37,2	40,0
IND 20	Trave	36	4534	37,1	46,5	37,6	40,5

7.2.1.4 Scarifiche per rilievo barre d'armatura

Si riporta un estratto delle indagini.

<p>INDAGINE 7 <i>Scarifica rampa scale</i></p> <p>Eseguita scarifica su rampa scale, a seguito di indagini pacometriche. Rilevati 9 ferri longitudinali Ø10mm CF 20mm e due ferri Ø8mm in senso trasversale, al di sotto di ogni marmo di calpestio.</p>


7.2.1.5 Prelievo barra d'armatura

Si riporta un estratto delle indagini.

<p>INDAGINE 31 <i>Prelievo campione di armatura solaio</i></p>	
	<p>Prelevato campione di ferro di armatura del solaio. Ø6mm liscio copriferro 5cm circa. Analisi di laboratorio par. 5.6</p>
	
	

7.2.2 Acciaio d'armatura

7.2.2.1 Indagini con microdurometro

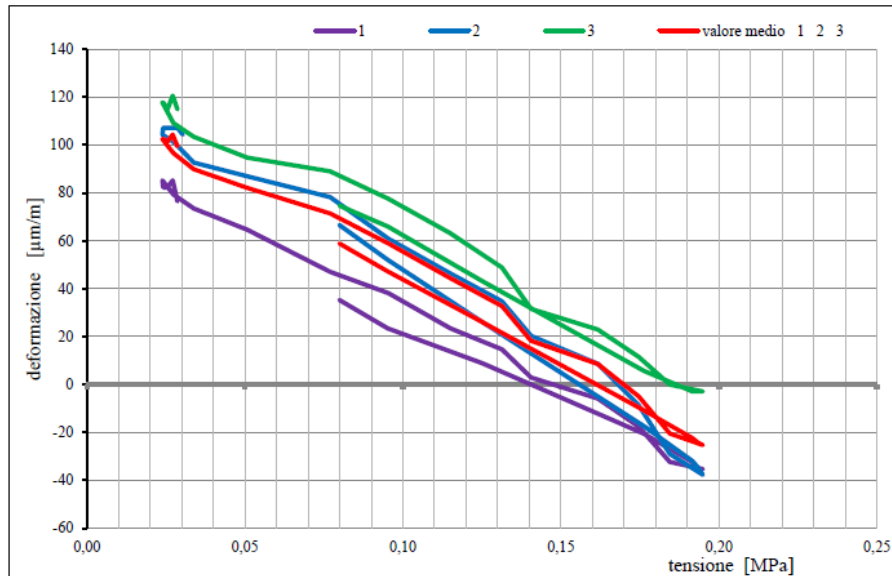
Si riporta un estratto delle indagini.

Posizione area di prova	Durezza										Media HB	R _m Resistenza a trazione media MPa
	HB											
IND 12	85	85	87	88	87	97	91	94	90	86	89	298
IND 17	112	126	120	119	120	119	116	119	119	126	119,6	402
IND 19	130	118	120	124	120	130	130	132	130	123	125,7	423
IND 25	116	123	112	121	121	119	125	122	119	121	119,9	403

7.2.3 Elementi in muratura

7.2.3.1 Martinetto piatto singolo e doppio

Si riporta un estratto delle indagini.

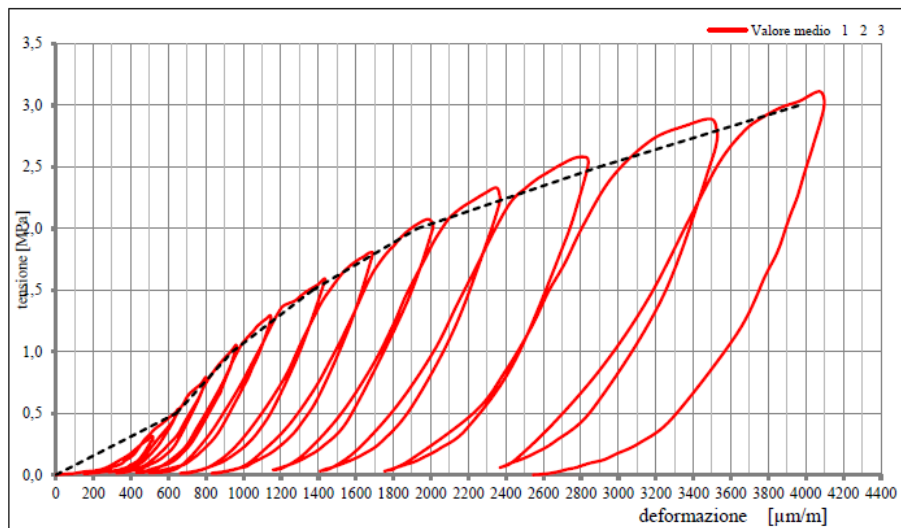
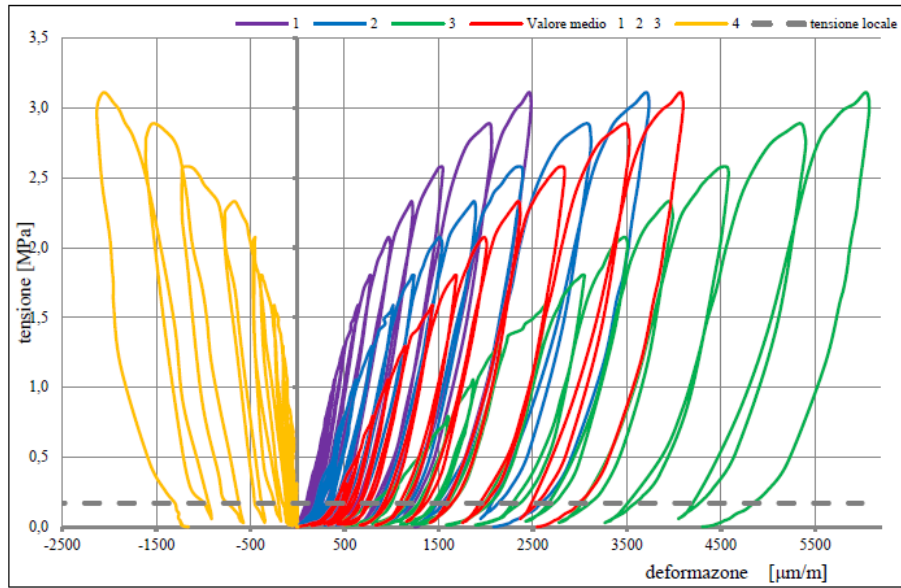


Parametri e caratteristiche dimensionali

Area martinetto piatto	761 cm ²
Area taglio	833 cm ²
Coefficiente K_a	0,91
Coefficiente K_m	0,94
Base di misura dei sensori	340 mm

Stato di sforzo nella muratura

Posizione dei sensori	Tensione nella muratura	
	Valore MPa	Valore medio MPa
1	0,15	
2	0,17	0,17
3	0,18	



Modulo elastico tangente			
Incremento di tensione		Modulo elastico tangente	
Δf_m		E_t	
MPa		MPa	
0,0	-	0,5	778
0,5	-	1,0	1673
1,0	-	1,5	1167
1,5	-	2,0	896
2,0	-	2,5	516
2,5	-	3,0	468

7.2.3.2 Penetrometro su malta

Si riporta un estratto delle indagini.

Misure	N° INDAGINE	
	5	23
1	370	296
2	430	459
3	958	357
4	724	318
5	646	208
6	410	279
7	424	147
8	618	127
9	550	358
10	412	191
11	382	253
12	402	246
13	844	96
14	741	324
15	653	564
Media	571	282
Validità	A.	A.
Media**	554	286
R_c [Mpa]	4,27	2,29

7.2.3.3 Endoscopie sulla muratura


Si riporta un estratto delle indagini.

<p>INDAGINE 2 <i>Endoscopia su muratura</i></p>	
<p>Rilevata muratura in mattoni pieni con 1,5cm di malta per lato. Rilevato un corso di mattoni e un corso di mattoni dritti.</p>	

7.2.4 Verifiche ammorsamento murature

Si riporta un estratto delle indagini.

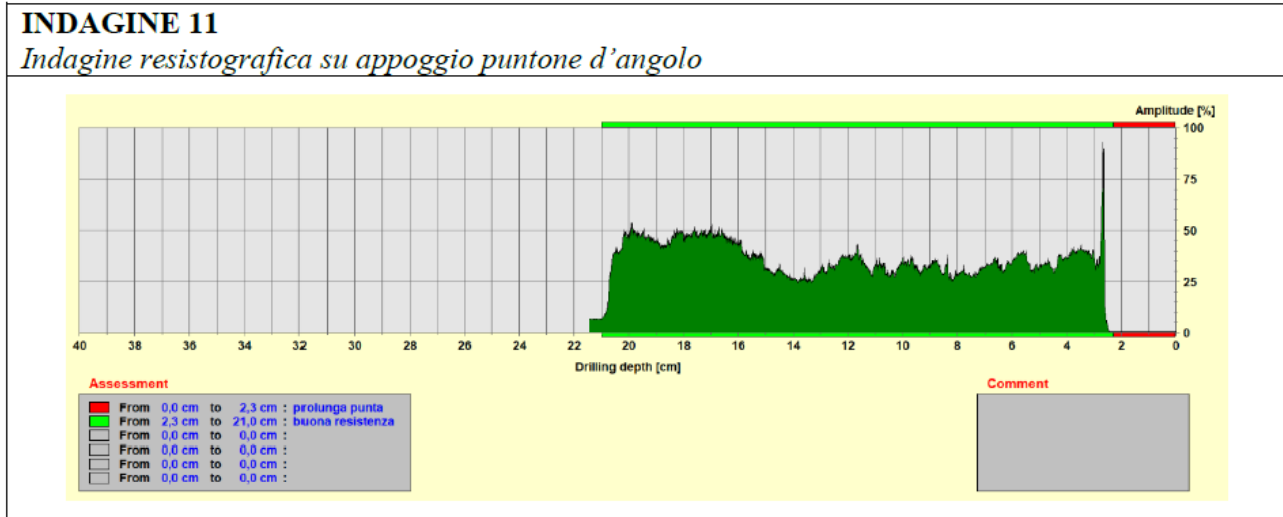
<p>INDAGINE 43 <i>Verifica ammorsamento muratura</i></p>
<p>Rilevata muratura ammorsata con presenza di diatoni. Spessore malta 15 – 20 mm</p>


<p>INDAGINE 45 <i>Verifica ammorsamento muratura</i></p>
<p>Muratura non ammorsata con presenza di diatoni. Spessore malta 15 – 20 mm</p>


7.2.5 Elementi lignei

7.2.5.1 Prove resistografiche

Si riporta un estratto delle indagini.



7.2.5.2 Prove di impronta su elementi lignei

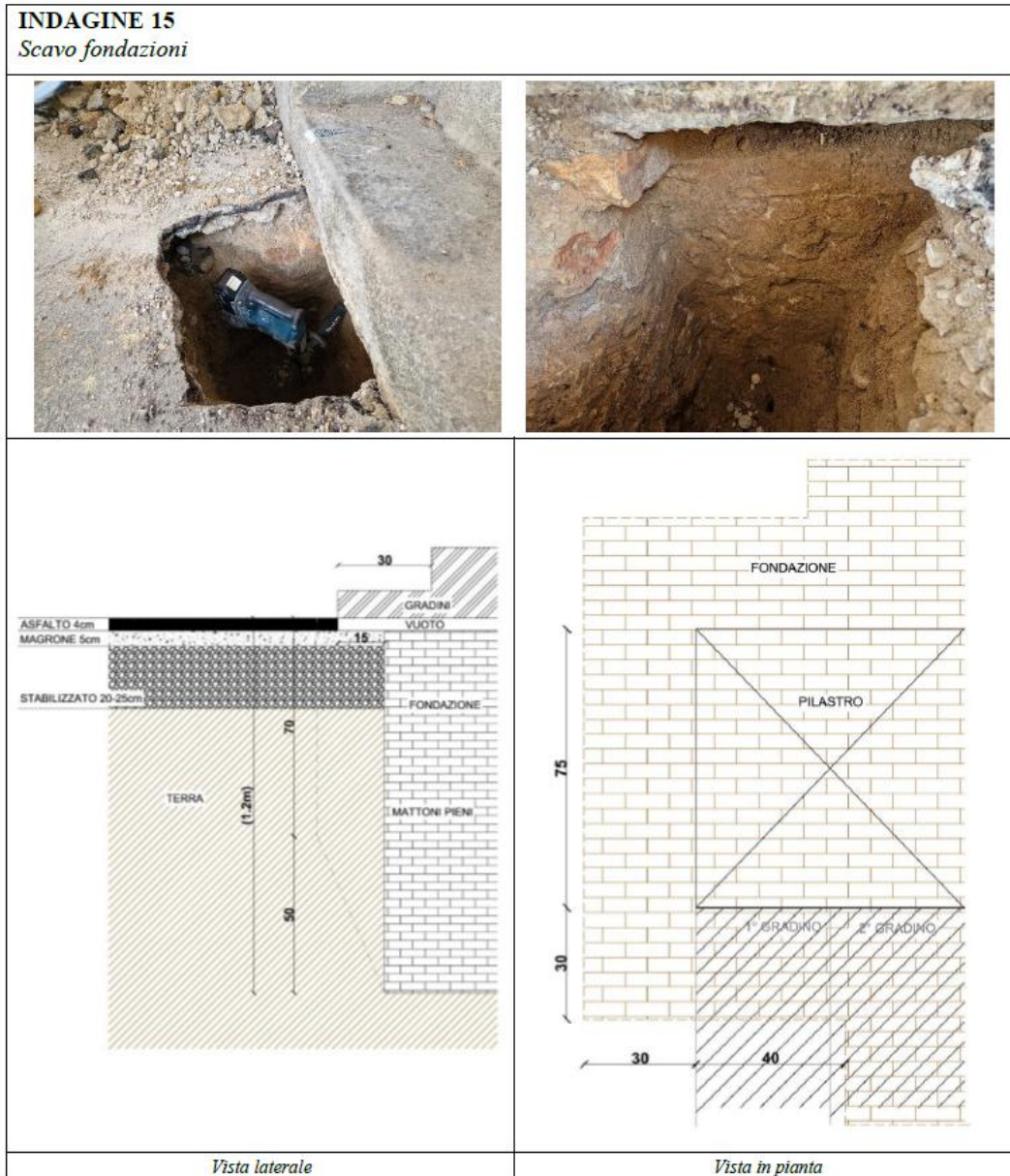
Si riporta un estratto delle indagini.

Punto d'indagine	Elemento strutturale	Pressione	Pressione	Pressione	Pressione	Forza di penetrazione	Area di spinta del martinetto	Coefficiente di difettosità	Modulo elastico	Tensione di rottura	Tensione tangenziale di rottura	Stima della Classe
		1^ prova	2^ prova	3^ prova	media					σ_r	τ_r	
		bar	bar	bar	p bar	F N	S cm ²	K	E MPa	σ_r MPa	τ_r MPa	
IND 11	Puntone d'angolo	40	40	37	39	2784	7,14	60	11080	26	6	C24
IND 24'	Puntone	30	40	35	35	2499	7,14	60	10498	25	6	C24
IND 24"	Catena	40	40	37	39	2784	7,14	60	11080	26	6	C24
IND 32	Puntone	25	25	25	25	1785	7,14	60	8872	24	5	C24
IND 33	Puntone	25	25	25	25	1785	7,14	60	8872	24	5	C24

7.2.6 Rilievo fondazioni

7.2.6.1 Scavo fondazionale

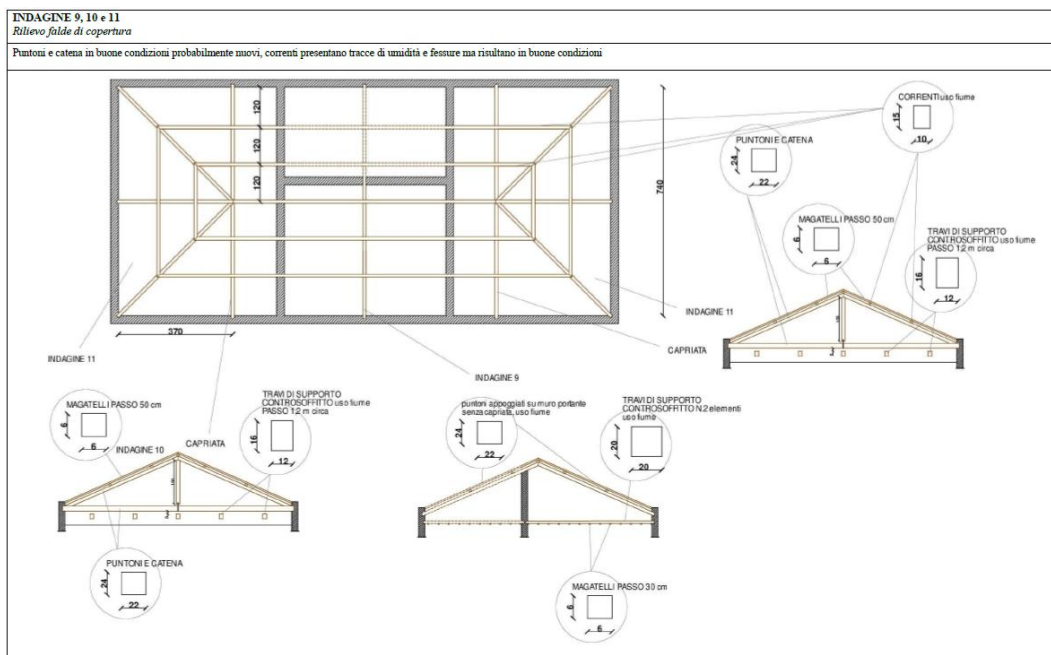
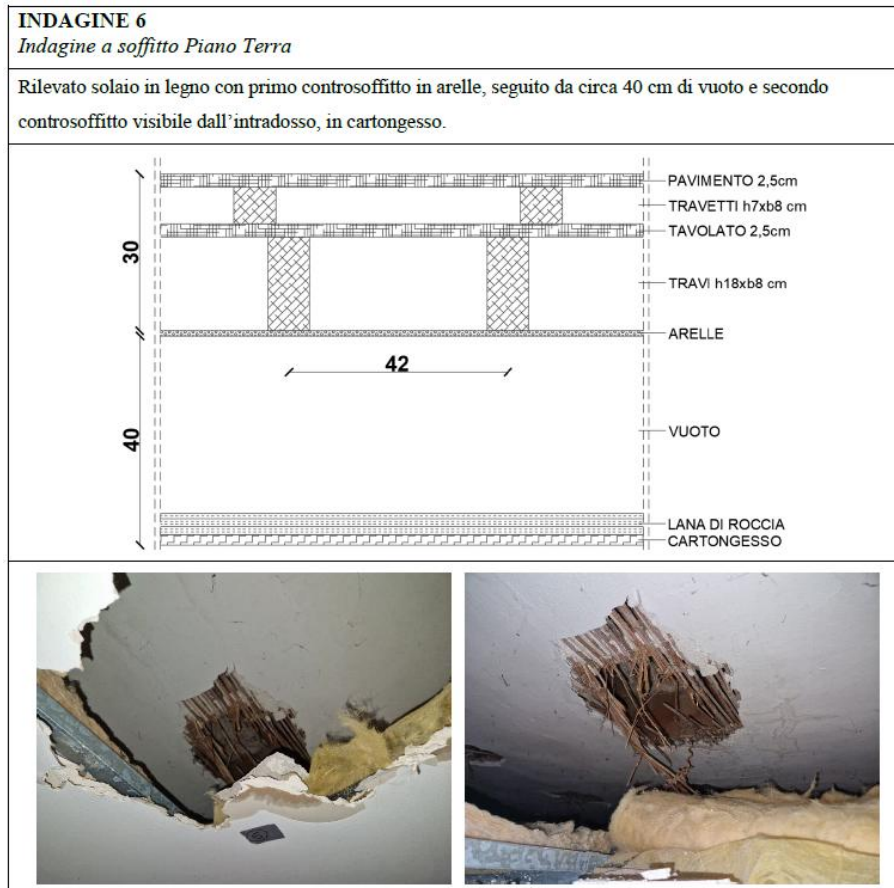
Si riporta un estratto delle indagini.



7.2.7 Orizzontamenti

7.2.7.1 Rilievo geometrico solaio

Si riporta un estratto delle indagini.



8 ELABORAZIONI PROVE SUI MATERIALI

8.1 ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

Si riportano le elaborazioni delle risultanze delle indagini.

CAROTE

Calcestruzzo	
Nome indagine	Resistenza da prova a compressione
<i>IND 12</i>	15.10 [MPa]
<i>Media</i>	15.10 [MPa]

SONREB

Calcestruzzo	
Nome indagine	Stima resistenza da indagine sonreb
<i>IND 13</i>	35.30 [MPa]
<i>IND 14</i>	28.33 [MPa]
<i>IND 19</i>	39.88 [MPa]
<i>IND 20</i>	40.43 [MPa]
<i>Media</i>	35.98 [MPa]

Si riporta il valore medio.

Calcestruzzo	
<i>Rck,m</i>	27.03 [MPa]

8.2 ACCIAIO D'ARMATURA

Si riportano le elaborazioni delle risultanze delle indagini.

DUROMETRI

Acciaio da armatura	
Nome indagine	Stima tensione di rottura da durometro
IND 12	298.0 [MPa]
IND 17	402.0 [MPa]
IND 19	423.0 [MPa]
IND 25	403.0 [MPa]
Media	381.5 [MPa]
Deviazione standard	56.5 [MPa]
Mediana	402.5 [MPa]
Minimo	298.0 [MPa]
Massimo	423.0 [MPa]

TRAZIONE

Acciaio da armatura		
Nome indagine	Tensione di snervamento da prova a trazione	Tensione di rottura da prova a trazione
IND 31	392.0 [MPa]	428.0 [MPa]
Media	392.0 [MPa]	428.0 [MPa]

Data la vetustà dell'edificio, si è fatto riferimento ai valori riportati in Tabella 1 del documento "LE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ACCIAI IMPIEGATI NELLE STRUTTURE IN C.A. REALIZZATE DAL 1950 AL 1980" di Gerardo Mario Verderame, Paolo Ricci, Marilena Esposito, Filippo Carlo Sansiviero, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II, che vengono di seguito riportate.

Tabella 1 - Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60	/	FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

8.3 ELEMENTI IN MURATURA

Si riportano le elaborazioni delle risultanze delle indagini.

Coefficiente di Poisson				
Tensione	Deformazione longitudinale Valore medio	Deformazione trasversale	Coefficiente di Poisson	Coefficiente di Poisson Valore medio
f_m	ϵ_v	ϵ_h	ν	ν
MPa	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$		
0,51	642,4	-59,0	-0,09	-0,25
1,02	941,2	-111,8	-0,12	
1,52	1369,7	-214,3	-0,16	
2,04	1928,0	-456,5	-0,24	
2,72	3175,0	-1276,4	-0,40	
3,03	3965,8	-1950,3	-0,49	

Estratto valori martinetto piatto doppio

Si è in presenza di giunti spessi (dimensione > 13 mm).

Muratura in mattoni pieni e malta di calce	
Giunti di malta con spessore > 13 mm ?	SI
Coefficiente riduttivo della resistenza	0.7
Coefficiente riduttivo del modulo elastico	0.8

Si riportano i valori dei moduli elastici tangenti riscontrati con martinetto piatto doppio.

Modulo elastico tangente				
Incremento di tensione			Modulo elastico tangente	
Δf_m			E_t	
MPa			MPa	
0,0	-	0,5	778	
0,5	-	1,0	1673	
1,0	-	1,5	1167	
1,5	-	2,0	896	
2,0	-	2,5	516	
2,5	-	3,0	468	

Cautelativamente, si assume un modulo elastico medio pari al valore minimo tabellare ridotto con i coefficienti riduttivi di cui sopra: si assume quindi $E_{\text{medio}} = 960 \text{ MPa}$.

MARTINETTI PIATTI DOPPI

Muratura in mattoni pieni e malta di calce				
Prove con martinetti piatti	Resistenza a compressione	Modulo Elastico [E]	Tensione a taglio [t_0]	Tensione a taglio [f_{vo}]
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
IND 22	1.82	960.00	0.04	0.09
numero prove	1	1	1	1
min valore da tabella	1.82	960.00	0.035	0.091
max valore da tabella	3.01	1'440.00	0.091	0.189
μ'	2.42	1'200.00	0.06	0.14
σ'	0.60	240.00	0.03	0.05
media X	1.82	960.00	0.04	0.09
k	3.00	1.50	3.00	3.00
μ''	2.27	1'104.00	0.06	0.13

Si riportano di seguito i valori di resistenza media della malta così come riscontrato in situ.

PENETROMETRO MALTA

Malta	
<i>Nome indagine</i>	<i>Stima resistenza a compressione</i>
<i>IND 5</i>	4.27 [MPa]
<i>IND 23</i>	2.29 [MPa]
<i>Media</i>	3.28 [MPa]

9 RIEPILOGO DELLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzate nel modello di calcolo per le analisi e le verifiche.

9.1 MATERIALI ESISTENTI

9.1.1 Muratura in mattoni pieni e malta di calce

		COEFF.	
Stato di fatto	Malta scadente	NO	
	Coefficiente riduttivo della resistenza	$\gamma_{f,ms}$	1.0
	Coefficiente riduttivo del modulo elastico	$\gamma_{E,ms}$	1.0
	Malta buona	SI	1.52
	Ricorsi o listature	NO	1.0
	Connessione trasversale	SI	1.3
	Coefficiente migliorativo adottato per la resistenza	$\gamma_{f,sdf}$	1.97
	Coefficiente migliorativo adottato per il modulo elastico	$\gamma_{E,sdf}$	1.52

Muratura in mattoni pieni e malta di calce - Ex Macello - LC3

Descrizione	muratura esistente		
Resistenza media a compressione	f_m	2.27 [MPa]	
Resistenza media a taglio	f_{v0}	0.13 [MPa]	
Valore medio del modulo di elasticità normale	E	1'104.00 [MPa]	
Peso specifico medio	ρ_m	18.00 [kN/m ³]	
Coefficiente correttivo per la resistenza per malta scadente	$\gamma_{f,ms}$	1.00 [-]	
Coefficiente correttivo per il modulo elastico per malta scadente	$\gamma_{E,ms}$	1.00 [-]	
Coefficiente correttivo per la resistenza allo stato di fatto	$\gamma_{f,sdf}$	1.97 [-]	
Coefficiente correttivo per il modulo elastico allo stato di fatto	$\gamma_{E,sdf}$	1.52 [-]	
Coefficiente di sicurezza parziale per la muratura per analisi statiche	$\gamma_{c statiche}$	3.00 [-]	
Coefficiente di sicurezza parziale per la muratura per analisi sismiche	$\gamma_{c sismiche}$	2.00 [-]	
Fattore di confidenza	FC	1.00 [-]	
Resistenza di progetto a compressione della muratura per analisi statiche	f_{md}	1.49 [MPa]	$f_{md} = f_m * \gamma_f / (FC * \gamma_{c statiche})$
Resistenza di progetto a compressione della muratura per analisi sismiche	f_{md}	2.23 [MPa]	$f_{md} = f_m * \gamma_f / (FC * \gamma_{c sismiche})$
Valore di progetto della resistenza a taglio per analisi sismiche	f_{v0d}	0.13 [MPa]	$f_{v0d} = f_{v0} * \gamma_f / (FC * \gamma_{c sismiche})$
Valore di progetto del modulo di elasticità normale per analisi sismiche	E_d	1'673.11 [MPa]	$E_d = E * \gamma_E$

9.1.2 Calcestruzzo

Calcestruzzo - Ex Macello - LC3

Descrizione	calcestruzzo strutture esistenti		
Resistenza media cubica	$R_{c,m}$	27.03	[MPa]
Resistenza media cilindrica	$f_{c,m}$	22.44	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.50	[-]
Fattore di confidenza	FC	1.00	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.39	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	28'035.63	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo fessurato	$E_{cm1/2}$	14'017.81	[MPa]
Deformazione elastica massima del calcestruzzo	ϵ_{c2}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di progetto del calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (meccanismi fragili)	f_{cd}	12.71	[MPa]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (meccanismi duttili)	f_{cd}	19.07	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.59	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	13.46	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	10.10	[MPa]

9.1.3 Acciaio d'armatura

Acciaio da armatura - Ex Macello - LC3

Descrizione	acciaio armatura strutture esistenti		
Resistenza media a snervamento dell'acciaio	f_{ym}	230.00	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Fattore di confidenza	FC	1.00	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	210'000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.0009524	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.010	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (meccanismi fragili)	f_{yd}	200.00	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (meccanismi duttili)	f_{yd}	230.00	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni SLE	σ_s	184.00	[MPa]

9.1.4 Legno

Legno massiccio - Classe C24 - Ex Macello - LC3

Descrizione	legno massiccio strutture esistenti		
Tipo di legno	Legno massiccio		
Classe di resistenza	C24		
Classe di servizio	2		
Durata del carico	Media durata		
Kmod	K_{mod}	0.80	[-]
Kdef	K_{def}	0.80	[-]
Kcr	K_{cr}	0.50	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_m	1.50	[-]
Fattore di confidenza	FC	1.00	[-]
Flessione	$f_{m,k}$	24.00	[MPa]
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	14.50	[MPa]
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.40	[MPa]
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	21.00	[MPa]
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.50	[MPa]
Taglio	$f_{v,k}$	4.00	[MPa]
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	11.00	[GPa]
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	7.40	[GPa]
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.37	[GPa]
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0.69	[GPa]
Massa volumica caratteristica	ρ_k	350.00	[kg/m ³]
Massa volumica media	ρ_m	420.00	[kg/m ³]
Flessione	$f_{m,d}$	12.80	[MPa] $f_{m,d} = f_{m,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,d}$	7.73	[MPa] $f_{t,0,d} = f_{t,0,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,d}$	0.21	[MPa] $f_{t,90,d} = f_{t,90,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,d}$	11.20	[MPa] $f_{c,0,d} = f_{c,0,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,d}$	1.33	[MPa] $f_{c,90,d} = f_{c,90,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Taglio	$f_{v,d}$	2.13	[MPa] $f_{v,d} = f_{v,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$

9.2 MATERIALI NUOVI

9.2.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo C35/45

Descrizione	calcestruzzo nuove strutture		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	45.00 [MPa]	
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	37.35 [MPa]	$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.50 [-]	
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85 [-]	
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	45.35 [MPa]	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	3.35 [MPa]	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ [$f_{ck} \leq 50$ [MPa]] $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{cm}/10)$ [$f_{ck} > 50$ [MPa]]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	2.35 [MPa]	$f_{ctk;0,05} = 0,7 f_{ctm}$
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	4.36 [MPa]	$f_{ctk;0,95} = 1,3 f_{ctm}$
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	34'625.49 [MPa]	$E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^{0,3}$
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo fessurato	$E_{cm1/2}$	17'312.74 [MPa]	$E_{cm1/2} = E_{cm} / 2$
Deformazione elastica massima del calcestruzzo	ϵ_{c2}	0.0020 [-]	$\epsilon_{c2} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$ [$f_{ck} \geq 50$ [MPa]]
Deformazione ultima di progetto del calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035 [-]	$\epsilon_{cu} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$ [$f_{ck} \geq 50$ [MPa]]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	21.17 [MPa]	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.56 [MPa]	$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$

9.2.2 Acciaio d'armatura

Acciaio da armatura B450C

Descrizione	acciaio armatura nuove strutture		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450.00 [MPa]	
Resistenza a rottura dell'acciaio	f_{tk}	540.00 [MPa]	
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15 [-]	
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	206'000.00 [MPa]	
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.00190 [-]	$\epsilon_{yd} = f_{yk} / E_s$
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.010 [-]	$\epsilon_{su} = 1\%$
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.30 [MPa]	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

9.2.3 Acciaio profili

Acciaio da carpenteria S355

Descrizione	acciaio carpenteria nuove strutture		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	355.00 [MPa]	
Resistenza a rottura dell'acciaio	f_{tk}	510.00 [MPa]	
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.05 [-]	
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	210'000 [MPa]	
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.00161 [-]	$\epsilon_{yd} = f_{yk} / E_s$
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01000 [-]	$\epsilon_{su} = 1\%$
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	338.10 [MPa]	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

9.2.4 Legno

Legno massiccio - Classe C24

Descrizione		legno massiccio nuove strutture		
Tipo di legno	Legno massiccio			
Classe di resistenza	C24			
Classe di servizio	2			
Durata del carico	Media durata			
Kmod	K_{mod}	0.80	[-]	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_m	1.50	[-]	
Flessione	$f_{m,k}$	24.00	[MPa]	
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	14.50	[MPa]	
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.40	[MPa]	
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	21.00	[MPa]	
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.50	[MPa]	
Taglio	$f_{v,k}$	4.00	[MPa]	
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	11.00	[GPa]	
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	7.40	[GPa]	
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.37	[GPa]	
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0.69	[GPa]	
Massa volumica caratteristica	ρ_k	350.00	[kg/m ³]	
Massa volumica media	ρ_m	420.00	[kg/m ³]	
Flessione	$f_{m,d}$	12.80	[MPa]	$f_{m,d} = f_{m,k} * K_{mod} / \gamma_m$
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,d}$	7.73	[MPa]	$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} * K_{mod} / \gamma_m$
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,d}$	0.21	[MPa]	$f_{t,90,d} = f_{t,90,k} * K_{mod} / \gamma_m$
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,d}$	11.20	[MPa]	$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} * K_{mod} / \gamma_m$
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,d}$	1.33	[MPa]	$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} * K_{mod} / \gamma_m$
Taglio	$f_{v,d}$	2.13	[MPa]	$f_{v,d} = f_{v,k} * K_{mod} / \gamma_m$

9.2.5 Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Muratura in mattoni pieni

Descrizione		muratura nuove strutture		
Resistenza del blocco dichiarata dal produttore	Caratteristica			
Natura dei blocchi	Blocchi artificiali			
Resistenza dichiarata caratteristica a compressione dei blocchi	$f_{b,dich.}$	32.37	[MPa]	
Resistenza caratteristica a compressione dei blocchi	f_{bk}	32.37	[MPa]	
Tipo di malta	M10			
Resistenza caratteristica a compressione della muratura	f_k	10.47	[MPa]	
Resistenza caratteristica a taglio	f_{vk0}	0.30	[MPa]	
Peso specifico medio	ρ_m	15.00	[kN/m ³]	
Modulo di elasticità normale secante	E	10'474.00	[MPa]	
Modulo di elasticità tangenziale secante	G	4'189.60	[MPa]	
Coefficiente di sicurezza parziale per la muratura per analisi statiche	$\gamma_{c statiche}$	3.00	[-]	
Coefficiente di sicurezza parziale per la muratura per analisi sismiche	$\gamma_{c sismiche}$	2.00	[-]	
Resistenza di progetto a compressione della muratura per analisi statiche	f_d	3.49	[MPa]	$f_{kd} = f_k / \gamma_{c statiche}$
Resistenza di progetto a compressione della muratura per analisi sismiche	f_d	5.24	[MPa]	$f_{kd} = f_k / \gamma_{c sismiche}$
Valore di progetto della resistenza a taglio per analisi sismiche	f_{vk0d}	0.15	[MPa]	$f_{vk0d} = f_{vk0} / \gamma_{c sismiche}$

9.2.6 Bulloni

Acciaio bulloni classe 8.8

Descrizione	acciaio bulloni nuove strutture		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yb}	640.00 [MPa]	
Resistenza a rottura. dell'acciaio	f_{ub}	800.00 [MPa]	
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.25 [-]	
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	210'000 [MPa]	
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.00274 [-]	$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01000 [-]	$\epsilon_{su} = 1\%$
Resistenza di progetto dell'acciaio a trazione	f_{td}	576.00 [MPa]	$f_{td} = 0.9 * f_{ub} / \gamma_s$
Resistenza di progetto dell'acciaio a taglio	f_{vd}	384.00 [MPa]	$f_{vd} = k_v * f_{ub} / \gamma_s$

9.2.7 Malta per allettamenti

Tipo Masterflow 928

9.2.8 Inghisaggio chimico

Barra di ancoraggio tipo Hilti HAS-U 8.8

Ancorante chimico epossidico

- tipo Hilti HIT-RE 500 V4 per ancoraggio su base in calcestruzzo
- tipo Hilti HIT-HY 270 per ancoraggio su base in muratura

9.2.9 Tessuto in fibra di acciaio galvanizzato

Si riportano di seguito le caratteristiche tipologiche.

- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili)	A_{trefolo}	0,538 mm ²
- n° trefoli/cm		3,14 trefoli/cm
- massa (comprensivo di termosaldatura)		≈ 1200 g/m ²
- carico di rottura a trazione di un trefolo		> 1500 N
- resistenza a trazione del nastro, valore caratteristico	σ_{nastro}	> 3000 MPa
- resistenza a trazione per unità di larghezza		> 4,72 kN/cm
- modulo di elasticità normale del nastro	E_{nastro}	> 190 GPa
- deformazione a rottura del nastro, valore caratteristico	ϵ_{nastro}	> 1,5%
- spessore equivalente	t_f	≈ 0,169 mm

Caratteristica prestazionale	Metodo di prova		Prestazioni sistema Geosteel SRP G1200 (1 strato)	Prestazioni sistema Geosteel SRP G1200 (3 strati)	Dati di progetto secondo CNR-DT 200 R1/2013
Resistenza a trazione (valore caratteristico)	EN 2561	σ_{SRP}	2805 MPa	2887 MPa	2800 MPa
Modulo Elastico (valore medio)	EN 2561	E_{SRP}	226 GPa	207 GPa	210 GPa
Allungamento a rottura (valore medio)	EN 2561	ϵ_{SRP}	1,59%	1,68%	1,60%
Lap tensile strength (valore caratteristico) ¹	EN 2561	σ_{lap}	2698 MPa	NPD	-
Resistenza a trazione del tessuto piegato (valore caratteristico)	EN 2561	$\sigma_{\text{u,t,bent}}$	2406 MPa	NPD	-
Temperatura di transizione vetrosa	EN 12614	T_g	+60 °C	+60 °C	-
Adesione al supporto²					
Pull-off strength (valore caratteristico)	EN 1542	f_h	2,4 MPa	NPD	-
Single-lap shear test (valore caratteristico)	Annex B EAD 340210-00-0104	σ_{deb}	1132 MPa	NPD	-
Pull-out from substrate (valore medio)	Annex C EAD 340210-00-0104	$\sigma_{\text{pull-out}}$	2498 MPa	NPD	-

9.2.10 Sistema epossidico bi-componente in gel tixotropico

Si riportano di seguito le caratteristiche tipologiche.

Caratteristica prestazionale	Metodo di prova	Requisiti richiesti EN 1504-4		Prestazione Geolite Gel	
Aderenza/forza di legame	EN 12188	resistenza a trazione	≥ 14 MPa	> 14 MPa	
		resistenza al taglio inclinato	50°	≥ 50 MPa	> 60 MPa
			60°	≥ 60 MPa	> 70 MPa
		70°	≥ 70 MPa	> 80 MPa	
Resistenza al taglio	EN 12188	> 12 MPa		> 20 MPa	
Ritiro lineare	EN 12617-1	≤ 0,1%		< 0,005%	
Lavorabilità a +20 °C	EN ISO 9514	misurato con ≈ 0,5 kg di prodotto	–	75 min.	
Temperatura di transizione vetrosa	EN 12614	> +40 °C		+60 °C	
Modulo elastico secante a compressione	EN 13412	≥ 2000 MPa		> 5300 MPa	
Modulo elastico a flessione	EN ISO 178	≥ 2000 MPa		> 2500 MPa	
Coefficiente di dilatazione termica	EN 1770	misurato tra -25 °C e +60 °C	≤ 100x10 ⁻⁶ K ⁻¹	< 100x10 ⁻⁶ K ⁻¹	
Durabilità (resistenza a cicli gelo-disgelo)	UNI EN 13733	taglio a compressione > della resistenza a trazione del calcestruzzo	nessun collasso dei provini acciaio/adesivo/acciaio	specificata superata	
Reazione al fuoco	EN 13501-1			Euroclasse C-s2, d0	

10 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO

È stata messa a disposizione dalla S.A. una campagna di indagini e prove geologiche e geotecniche datata 10 ottobre 2018, della quale si riporta di seguito un estratto.

Per tutte le risultanze complete della campagna di **indagini geognostiche** si rimanda all'elaborato dedicato.

Sono state eseguite le seguenti indagini:

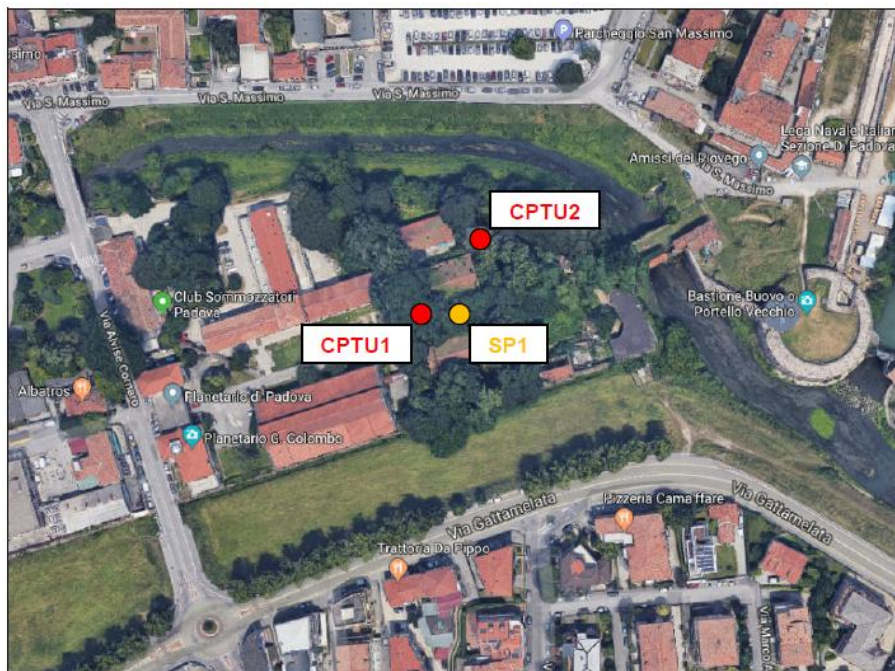
Le indagini geognostiche in sito, che si sono svolte con le seguenti modalità:

- esecuzione di n° 2 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) spinte fino alla profondità di -15,00 m da p.c.; è stato utilizzato un Penetrometro Statico PAGANI modello TG63-200 cingolato;
- rilievo della falda freatica;
- esecuzione di n. 1 indagine sismica a stazione singola con tomografo digitale (SP1);

Al fine di definire nel dettaglio la classe sismica viene presa in considerazione una indagine sismica con metodologia MASW – ReMi, eseguita per il comune di Padova nella golena San Massimo, nelle immediate vicinanze del sito indagato.

Indagini effettuate

Si riporta di seguito l'ubicazione delle indagini:



Ubicazione indagini

10.1 RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA – MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

Si riportano di seguito le ricostruzioni stratigrafiche sulla base delle risultanze delle indagini.

CPTU1

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Prescavo	-	-
0,60 – 2,00	Argilla e limo	-	0,8
2,00 – 4,50	Sabbia moderatamente addensata	31	-
4,50 – 5,90	Sabbia addensata	32 – 33	-
5,90 – 6,60	Sabbia limosa	31	-
6,60 – 10,90	Sabbia addensata	32-33	-
10,90 – 13,00	Argilla	-	0,5 – 0,6
13,00 – 15,00	Sabbia addensata	35	-

CPTU2

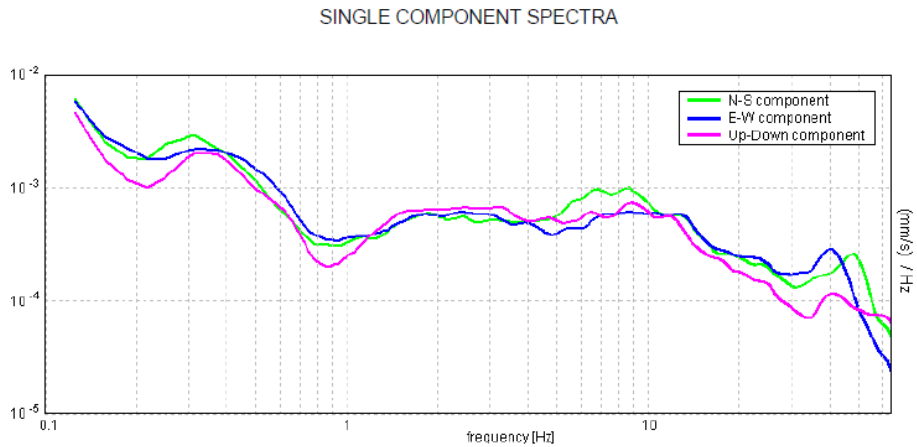
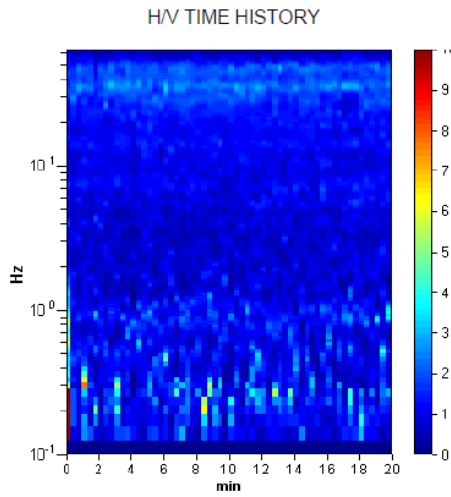
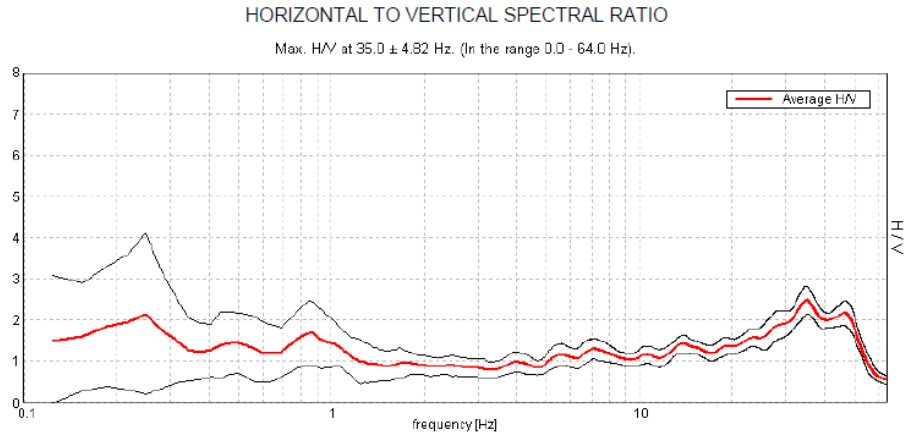
Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,50	Prescavo	-	-
0,50 – 2,10	Argilla	-	0,5
2,10 – 3,70	Sabbia limosa	27 – 28	-
3,70 – 5,50	Argilla e limo	-	0,7
5,50 – 8,50	Sabbia addensata	35	-
8,50 – 11,20	Sabbia moderatamente addensata	32	-
11,20 – 13,60	Argilla	-	0,5 – 0,6
13,60 – 15,00	Sabbia addensata	35	-

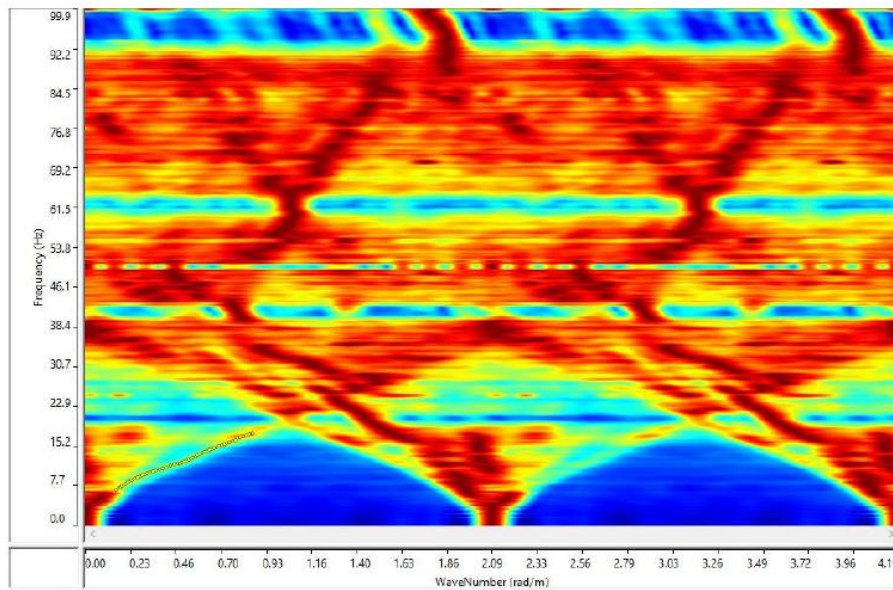
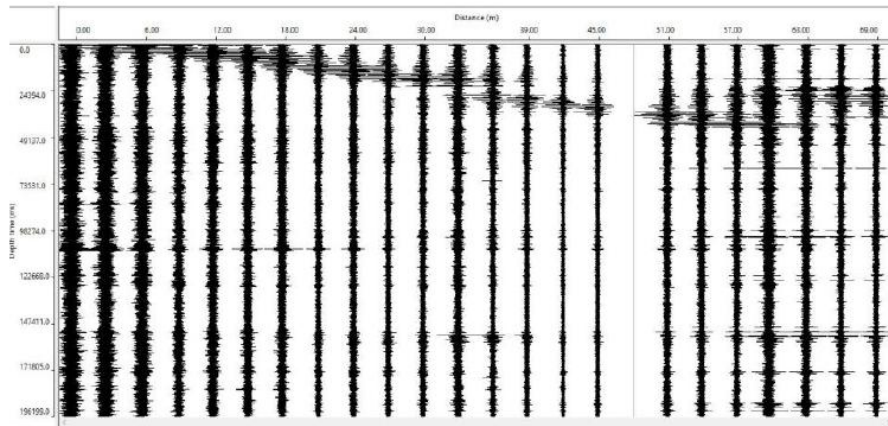
10.2 PROFONDITÀ FALDA

Al termine delle prove penetrometriche è stata rilevata l'acqua nel foro di indagine mediante una sonda freaticometrica; la falda è stata intercettata ad una profondità di circa 3.00 m dal piano campagna locale.

10.3 INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW E REMI

Si riporta di seguito l'elaborazione dei risultati.





10.4 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella Categoria di Sottosuolo denominata C così definita:

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

Categoria	Descrizione
A	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.
B	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.
C	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.
D	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.
E	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.

10.5 CATEGORIA TOPOGRAFICHE

Allo scopo di individuare le condizioni topografiche della superficie del sito e valutare i corrispondenti coefficienti amplificativi topografici, ST della risposta sismica finale la Normativa mette a disposizione la seguente classificazione nella quale viene evidenziata la categoria del sito in esame.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

11 ANALISI DEI CARICHI

Si presentano di seguito i carichi inseriti nel modello strutturale, ed utilizzati per le verifiche statiche degli elementi.

Vengono di seguito computati i pesi propri strutturali ed i pesi portati per ogni tipologia di orizzontamento del corpo in oggetto. I dati considerati sono stati ricavati dalle indagini in sito.

I carichi accidentali Q sono ricavati da tabella in Tab. 3.1.II del D.M. 17/01/2018.

11.1 PESO PROPRIO G_1

Per il computo dei pesi si è fatto riferimento ai seguenti valori:

- calcestruzzo ordinario 24.0 kN/m³
- calcestruzzo armato 25.0 kN/m³
- acciaio da carpenteria 78.5 kN/m³
- legno 5.0 kN/m³
- muratura in mattoni pieni 18.0 kN/m³

Per le analisi dei carichi si rimanda al paragrafo relativo alle verifiche statiche degli orizzontamenti.

11.2 PESO PERMANENTE PORTATO G_2

Per il computo dei pesi si è fatto riferimento ai seguenti valori:

- Calcestruzzo ordinario 24.0 kN/m³
- Calcestruzzo armato 25.0 kN/m³
- Acciaio da carpenteria 78.5 kN/m³
- Legno 5.0 kN/m³
- Massetto 22.0 kN/m³
- Piastrelle in cotto 22.0 kN/m³
- Laterizio 15.0 kN/m³
- Tavelle 18.0 kN/m³
- Pignatte 15.0 kN/m³
- Marmo 27.0 kN/m³
- Tavelloni 10.0 kN/m³
- Argilla espansa 4.5 kN/m³
- Intonaco 22.0 kN/m³

Per le analisi dei carichi si rimanda al paragrafo relativo alle verifiche statiche degli orizzontamenti.

11.3 CARICO ACCIDENTALE Q_k

I carichi accidentali sono i carichi q_k riportati in tabella 3.1.II al capitolo 3.1.4 delle NTC2018, in funzione della destinazione d'uso.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
 ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

I carichi accidentali da folla assunti nelle verifiche sono quelli relativi alle seguenti categorie:

Carico accidentale di progetto	q_k [kN/m ²]
Variabile cat. C1	3.00
Variabile cat. H	0.50

Per le analisi dei carichi si rimanda al paragrafo relativo alle verifiche statiche degli orizzontamenti.

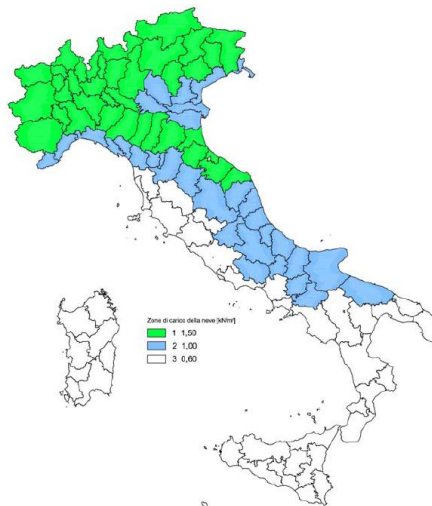
11.4 NEVE

Il carico da neve è ricavato dal § 3.4 del D.M. 17/01/2018.

Neve		
Carico da neve	0.80	kN/mq

Il carico dovuto alla neve viene valutato con la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

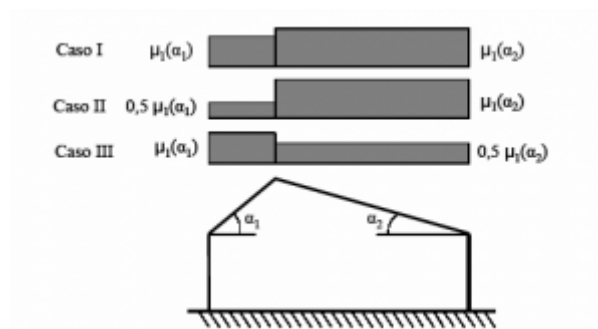


Zone di carico della neve

Si riportano di seguito i coefficienti per il calcolo del carico da neve:

- Zona II Padova (PD)
- $a_s = 7 \text{ m}$ (<200) (altitudine di riferimento)
- $q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$ (valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo)
- $C_E = 1$ (coefficiente di esposizione)
- $C_t = 1$ (coefficiente termico)

Si considerano le tre combinazioni di carico alternative come previsto da §3.4.3.3.



Le falde presentano pendenza inferiore a 30°, per tutte le porzioni analizzate. Si determinano quindi i coefficienti di forma per le combinazioni di carico previste da 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

- $\mu_i = 0.8$ (coefficiente di forma)
- $0.5\mu_i = 0.4$

A favore di sicurezza si considera la condizione più gravosa:

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

11.5 VENTO

Sebbene l'azione del vento non dia contributo ai fini delle verifiche sismiche, questa sollecitazione contribuisce alle sollecitazioni statiche.

Si procede con il calcolo della velocità base di riferimento v_b , che risulta essere il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno TR pari a 50 anni. La velocità base di riferimento risulta essere pari a:

- $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ da tab.3.3.I

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



Parametri base in funzione della zona

La pressione cinetica di riferimento q_r , che è data dalla seguente relazione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = \mathbf{0.391 \text{ kN/m}^2}$$

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. Poiché l'altezza sul suolo non è maggiore di 200 m, è dato dalla formula:

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

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

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.

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

Categoria di esposizione del sito	k_r	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

Definizione del coefficiente di esposizione

Il coefficiente di topografia c_t è assunto pari a:

- $c_t = 1$

Il terreno appartiene alla classe di rugosità **B**.

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,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Il coefficiente di esposizione c_e vale:

- $c_e = 1.63$ (fino a quota 8 m)
- $c_e = 1.78$ (fino a quota 10 m) → si assume tale valore ovunque in favore di sicurezza

Il coefficiente di pressione c_p è assunto pari a:

- $c_p = 1.00$ (Parete sopravvento)
- $c_p = -0.50$ (Parete sottovento)
- $c_p = 0.40$ (Falda sopravvento)
- $c_p = -0.45$ (Falda sottovento)

Il coefficiente dinamico c_d è assunto pari a:

- $c_d = 1.0$

Il valore del carico vento viene quindi definito come:

- $q_w = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.7 \text{ kN/m}^2$ (Parete sopravvento, in pressione)
- $q_w = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.35 \text{ kN/m}^2$ (Parete sottovento, in depressione)
- $q_w = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.28 \text{ kN/m}^2$ (Falda sopravvento, in pressione)
- $q_w = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.31 \text{ kN/m}^2$ (Falda sottovento, in depressione)

11.6 CARICHI DOVUTI A SISMA (D.M. 2018)

In accordo al D.M. 17.01.2018 le azioni sismiche di progetto, in base alle quali è valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinata dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R in relazione alla vita nominale di progetto V_N e alla classe d'uso.

11.6.1 Vita nominale di progetto

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella tabella sottostante.

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

Tab. 2.4.I par. 2.4.1. NTC 2018 - Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Il fabbricato in oggetto rientra nel tipo di costruzioni con livelli di prestazioni ordinari. Tali valori sono impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

11.6.2 Classe d'uso

In riferimento alle conseguenze, a seguito di un evento sismico, di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione viene individuata con la seguente classe d'uso, definita secondo par. 2.4.2. NTC 2018.

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.

Al variare della classe d'uso corrisponde un valore del coefficiente d'uso C_U .

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

11.6.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U . Per il fabbricato in oggetto il periodo di riferimento è di seguito così definito:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

11.6.4 Riepilogo parametri sismici

Viene assunto dunque:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso III ($C_U=1.5$)
- Periodo di riferimento azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U = 75$ anni

I periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica conseguenti sono pari a:

- | | | | |
|-----------------------------------|-----|-----------|-------------------|
| • Stato Limite di Esercizio (SLE) | SLO | PVR = 81% | $T_R = 45$ anni |
| | SLD | PVR = 63% | $T_R = 75$ anni |
| • Stato Limite Ultimo (SLU) | SLV | PVR = 10% | $T_R = 712$ anni |
| | SLC | PVR = 5% | $T_R = 1462$ anni |

Le coordinate secondo il sistema geodetico WGS84 sono:

- Latitudine 45.4052°
- Longitudine 11.8946°

Vengono indicati con:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito
- S_s coefficiente amplificativo che tiene conto di sottosuolo e topografia
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_c^*(s)$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Si riportano di seguito i parametri da normativa:

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	Default (0.0352)	Default (2.535)	Default (0.24)
SLD	Default (63)	75	Default (0.0423)	Default (2.533)	Default (0.28)
SLV	Default (10)	712	Default (0.0939)	Default (2.631)	Default (0.346)
SLC	Default (5)	1462	Default (0.1198)	Default (2.62)	Default (0.359)

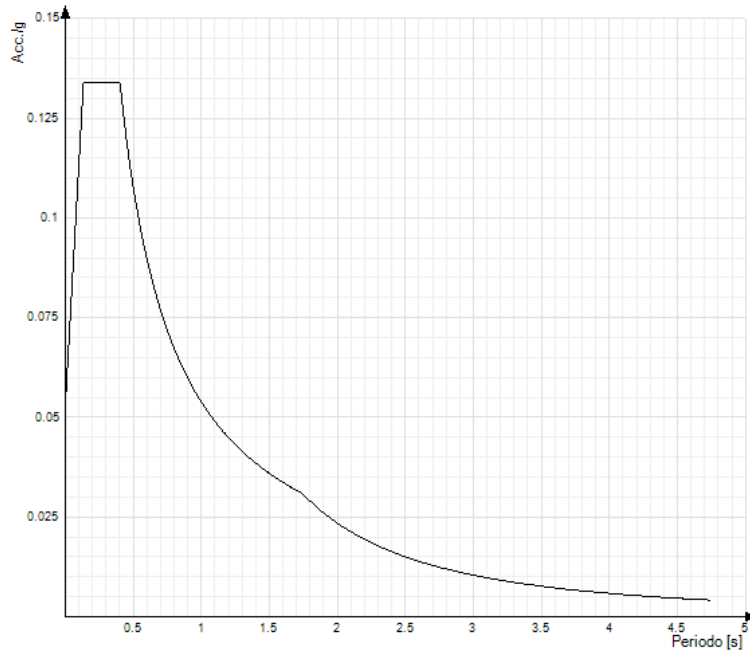
Il suolo è caratterizzabile come di **tipo C**.

Categoria del suolo		C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati	
SLO		SLD	
Ss orizzontale SLO	Default (1.5)	Ss orizzontale SLD	Default (1.5)
Tb orizzontale SLO	s Default (0.134)	Tb orizzontale SLD	s Default (0.149)
Tc orizzontale SLO	s Default (0.403)	Tc orizzontale SLD	s Default (0.447)
Td orizzontale SLO	s Default (1.741)	Td orizzontale SLD	s Default (1.769)
SLV		SLC	
Ss orizzontale SLV	Default (1.5)	Ss orizzontale SLC	Default (1.5)
Tb orizzontale SLV	s Default (0.172)	Tb orizzontale SLC	s Default (0.176)
Tc orizzontale SLV	s Default (0.516)	Tc orizzontale SLC	s Default (0.529)
Td orizzontale SLV	s Default (1.976)	Td orizzontale SLC	s Default (2.079)

Parametri sismici

11.6.5 Spettro di risposta elastico SLO

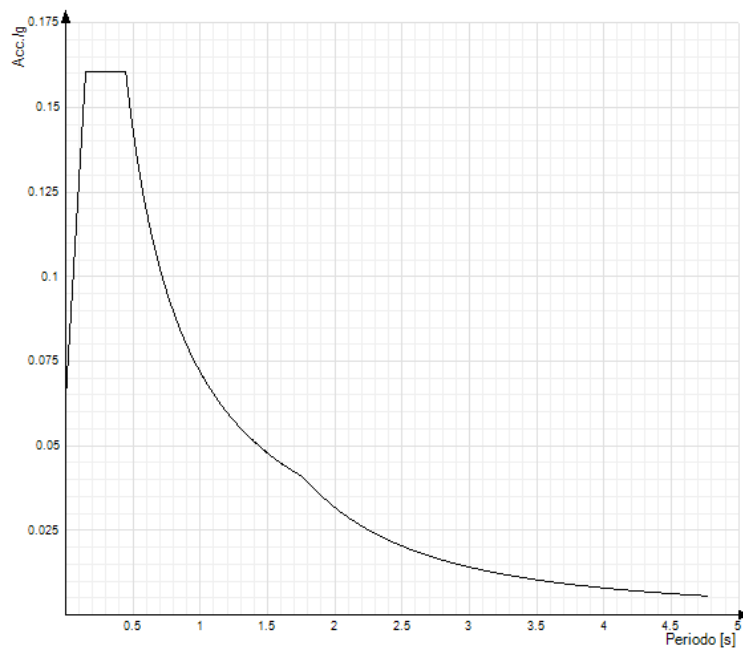
Lo spettro da utilizzare nelle verifiche allo Stato Limite di Esercizio in termini di rigidezza è di seguito riportato.



Spettro elastico allo SLO [q=1]

11.6.6 Spettro di risposta elastico SLD

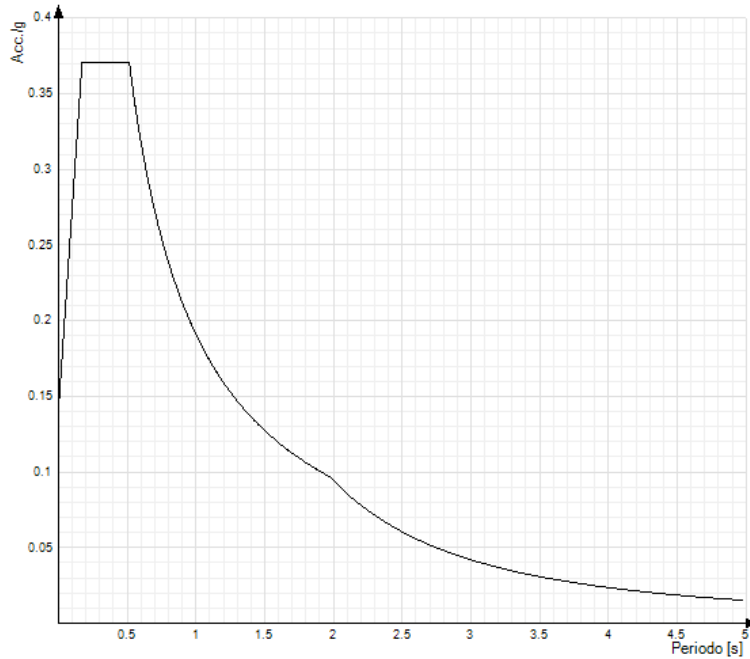
Lo spettro da utilizzare nelle verifiche allo Stato Limite di Esercizio in termini di resistenza è di seguito riportato.



Spettro elastico allo SLD [q=1]

11.6.7 Spettro di risposta elastico SLV

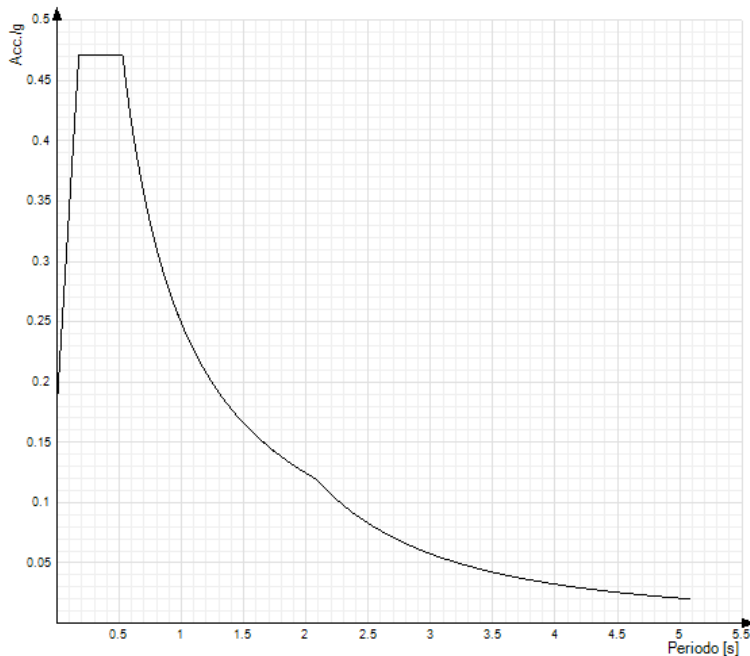
Lo spettro da utilizzare nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo in termini di resistenza è di seguito riportato.



Spettro elastico allo SLV [q=1]

11.6.8 Spettro di risposta elastico SLC

Lo spettro da utilizzare nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo in termini di resistenza è di seguito riportato.



Spettro elastico allo SLC [q=1]

12 COMBINAZIONI DI CARICO

12.1 STATICA

Il calcolo delle sollecitazioni avviene considerando le combinazioni di carico:

- Combinazioni allo stato limite ultimo $F_d = \gamma_{G1} * G_{1k} + \gamma_{G2} * G_{2k} + \gamma_q [Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})]$
- Combinazioni rare: $F_d = G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})$
- Combinazioni frequenti $F_d = G_{1k} + G_{2k} + \gamma_{1l} * Q_{1k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$
- Combinazioni quasi permanenti: $F_d = G_{1k} + G_{2k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$

Si esplicitano di seguito i valori dei coefficienti γ per i vari stati limite.

Verifica per lo stato limite di equilibrio:

- $\gamma_{G1} = 1,1$ (oppure 0,9) $G_k =$ pesi permanenti
- $\gamma_{G2} = 1,5$ (oppure 0) $G_k =$ pesi permanenti non strutturali
- $\gamma_{Qi} = 1,5$ (oppure 0) $Q_k =$ pesi accidentali

Verifica per lo stato limite ultimo resistente:

- $\gamma_{G1} = 1,3$ (oppure 0,9) $G_k =$ pesi permanenti
- $\gamma_{G2} = 1,3$ (oppure 0) $G_k =$ pesi permanenti non strutturali
- $\gamma_{Qi} = 1,5$ (oppure 0) $Q_k =$ pesi accidentali

Verifica per lo stato limite ultimo geotecnico:

- $\gamma_{G1} = 1,0$ $G_k =$ pesi permanenti
- $\gamma_{G2} = 1,3$ (oppure 0) $G_k =$ pesi permanenti non strutturali
- $\gamma_{Qi} = 1,3$ (oppure 0) $Q_k =$ pesi accidentali

$\psi_{1i}, \psi_{1i}, \psi_{1i}$: coefficienti da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche (secondo tabella Tab. 2.5.I da D.M. 17/01/2018):

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

In linea con quanto richiesto al § 8.3 delle NTC2018 e §C 8.3 della Circolare per strutture esistenti sono state condotte le sole verifiche agli SLU.

12.2 SISMICA

Come riportato all'interno della relazione di vulnerabilità statica e sismica, l'edificio nello stato di fatto è vulnerabile nei confronti dei meccanismi locali di collasso. Gli **interventi previsti sugli orizzontamenti impediscono** il manifestarsi di tali **meccanismi, e consentono di analizzare l'edificio mediante un modello globale** che lo consideri nella sua interezza.

Pertanto, come verrà presentato nel seguito, nello stato di progetto si è effettuata un'analisi sismica globale statica non lineare (push-over).

12.2.1 Analisi Push-Over

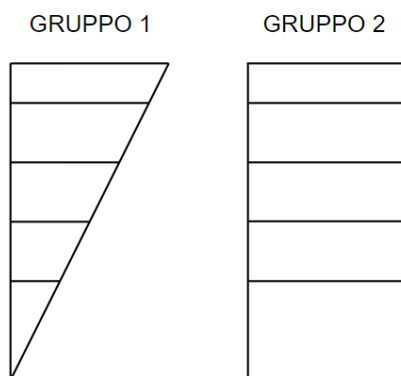
Le combinazioni utilizzate nell'analisi "Pushover", come indicato al §C8.7.1.3.1 della circolare esplicativa, sono le seguenti:

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;



Andamenti delle accelerazioni considerate per l'analisi sismica di tipo Pushover

13 RIEPILOGO ANALISI DEL QUADRO FESSURATIVO

In seguito alle indagini ed ai sopralluoghi in situ **non** sono stati rilevati particolari fenomeni deformativi.

Il quadro fessurativo, inoltre, **non** dà sintomi di passati meccanismi e/o cedimenti già avvenuti, né tantomeno di incipienti cinematismi in atto.

Tuttavia, in fase di cantiere sarà comunque possibile

- **Cucire le lesioni** eventualmente presenti mediante interventi di, ad esempio,
 - scuci-cuci,
 - iniezioni di miscele leganti,
 - inserimento di helical-bar;
- **Eliminare i vuoti e le discontinuità** eventualmente presenti nello spessore murario mediante interventi di, ad esempio,
 - scuci-cuci,
 - iniezioni di miscele leganti;
- **Ripristinare la muratura degradata** eventualmente presente mediante interventi di, ad esempio,
 - scuci-cuci,
 - iniezioni di miscele leganti;
- Procedere ad una **legatura di piano dei solai** per garantire un comportamento sismico d'insieme ottimale per
 - eliminare i meccanismi locali,
 - far lavorare assieme le murature longitudinali e ortogonali.

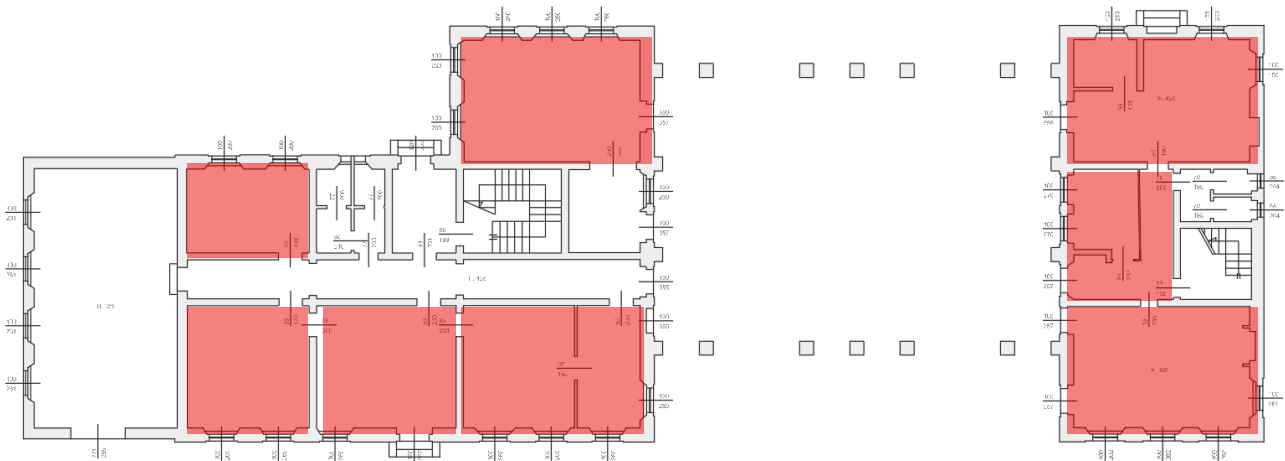
Tali interventi, ovviamente da concordare/condividere con la competente SBPA, risultano infatti necessari per il corretto restauro e conservazione del bene storico.

14 RIEPILOGO DEI RISULTATI DI VULNERABILITÀ STATICA E SISMICA

14.1 RIEPILOGO DELLE CRITICITÀ STATICHE NELLO STATO DI FATTO

14.1.1 Orizzontamenti in legno

Si riepilogano di seguito le zone che presentano criticità dal punto di vista statico.

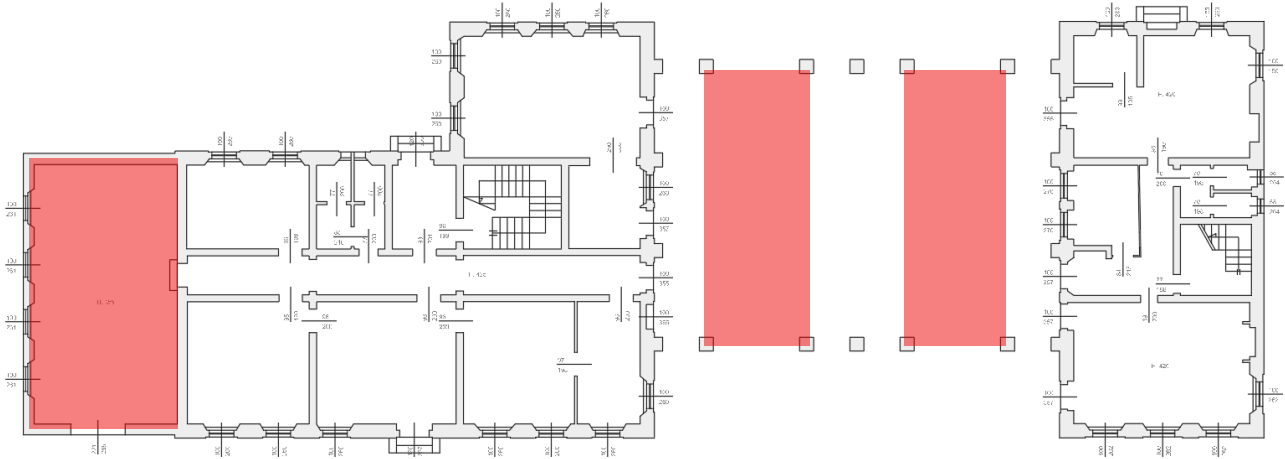


Calpestio piano primo

14.1.2 Orizzontamenti in c.a.

14.1.2.1 Solette c.a.

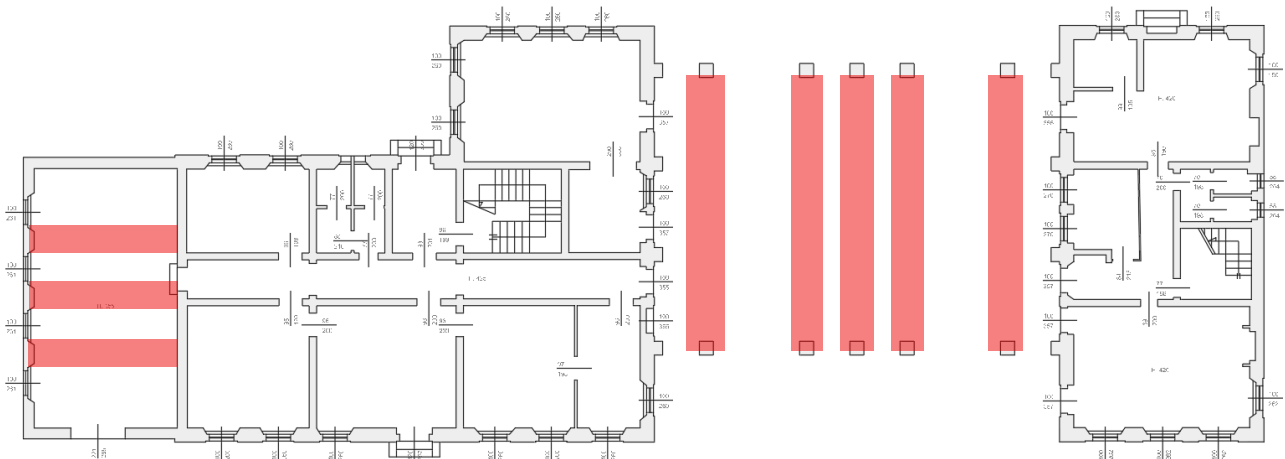
Si riepilogano di seguito le zone che presentano criticità dal punto di vista statico.



Calpestio piano primo

14.1.2.2 Travi c.a.

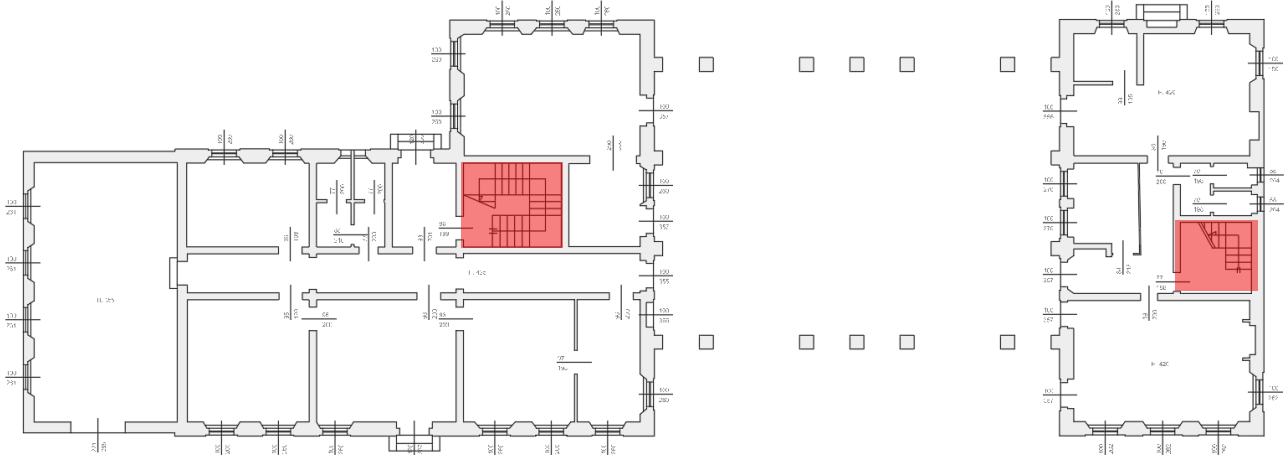
Si riepilogano di seguito le zone che presentano criticità dal punto di vista statico.



Calpestio piano primo

14.1.3 Rampe scale

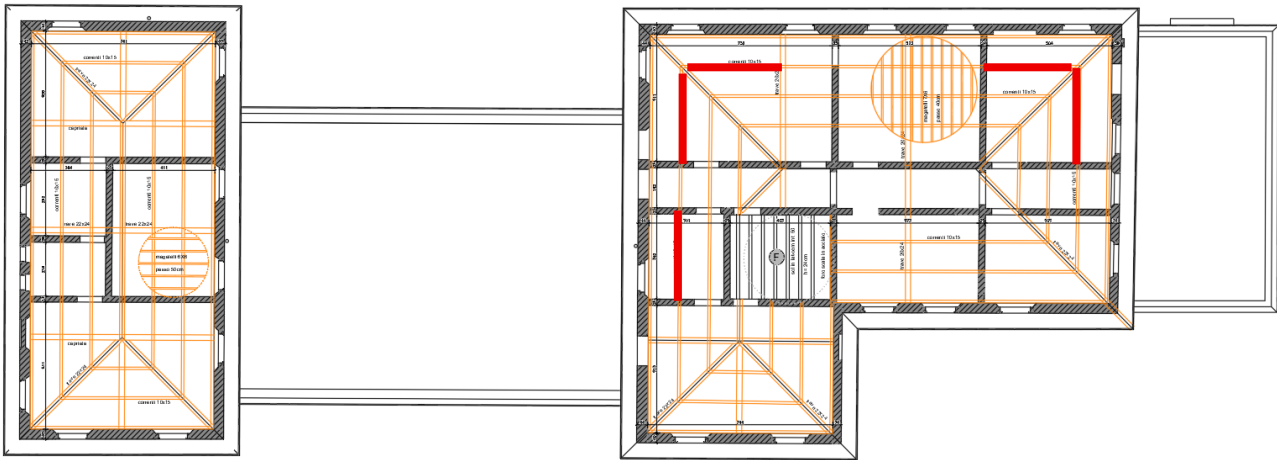
Si riepilogano di seguito le zone che presentano criticità dal punto di vista statico.



Zone in evidenza

14.1.4 Copertura

Si riepilogano di seguito gli elementi che presentano criticità dal punto di vista statico.



Copertura

14.2 RIEPILOGO DELLE CRITICITÀ SISMICHE NELLO STATO DI FATTO

Si riportano di seguito gli indici di rischio sismico nello stato di fatto.

ANALISI	TIPOLOGIA VERIFICA	INDICE DI SICUREZZA $\zeta_E = I_{PGA} = IS-V$	
		SLV	SLD
Cinematismo RB01	Ribaltamento	0.571	0.639
Cinematismo RB02	Ribaltamento	0.597	0.694
Cinematismo C01	Cantonale	0.358	0.416
Cinematismo C02	Cantonale	0.617	0.718

L'indice di sicurezza minimo per il fabbricato relativamente ai meccanismi locali risulta essere:

$$\zeta_E = I_{PGA} = 0.358$$

15 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Sull'edificio sono previsti interventi sia dal punto di vista statico, che dal punto di vista sismico.

Dal punto di vista **statico**, saranno previsti interventi per **incrementare la capacità portante dei solai e delle porzioni di copertura** che presentano criticità.

Dal punto di vista **sismico**, invece, è prevista una serie di interventi sugli orizzontamenti che saranno piuttosto generalizzati, e consentiranno di risolvere le criticità dovute ai meccanismi locali di collasso che determinano l'indice di rischio nello stato di fatto, garantendo un comportamento d'insieme a tutto il sistema sismo-resistente.

Si prevede inoltre la realizzazione di una nuova platea di fondazione e di un nuovo sistema di controventatura in acciaio per il sottotetto, oltre ad altri interventi minori che verranno di seguito presentati, come ad esempio il rinforzo statico delle scale esistenti, o la realizzazione di un nuovo ascensore.

Si rimanda agli elaborati grafici di progetto per maggiori dettagli.

15.1 INTERVENTI SUGLI ORIZZONTAMENTI

15.1.1 Orizzontamenti in legno

Dal punto di vista **statico**, si prevede la posa di nuovi profili in acciaio posti all'intradosso per dimezzare la luce delle travi esistenti.

Dal punto di vista **sismico**, si prevede la posa di un nuovo tavolato superiore alle travi principali e collegato alle stesse, e la posa di nuove bandelle in acciaio disposte a 45° in pianta; tali bandelle vengono collegate ad angolari perimetrali in acciaio, inghisati alle murature.

15.1.2 Copertura in legno

Dal punto di vista **statico**, si prevede la posa di nuove travi lignee fianco dei profili esistenti la cui verifica statica risulta non soddisfatta.

Tali porzioni vengono collegate alle travi portanti sottostanti mediante viti a tutto filetto.

15.1.3 Orizzontamenti in c.a.

Dal punto di vista **statico**, si prevede il rinforzo dei solai di calpestio del piano primo in corrispondenza delle terrazze mediante fibre in acciaio all'intradosso in corrispondenza della soletta, e mediante piatti in acciaio all'intradosso in corrispondenza delle travi.

15.1.4 Nuova controventatura piano calpestio sottotetto

Dal punto di vista **sismico**, si prevede la posa di nuovi controventi in acciaio costituiti da barre circolari con tenditore, collegate a profili in acciaio perimetrali inghisati alle murature, con la funzione di controventare la porzione di piano di calpestio del sottotetto.

15.2 NUOVE APERTURE SU MURATURA

Per la realizzazione dell'apertura si procederà per fasi, procedendo alla demolizione della muratura verticale in corrispondenza dei futuri piedritti in acciaio, alla demolizione della prima metà di muratura in corrispondenza della sola porzione ove verrà realizzato l'architrave, alla posa del primo profilo in acciaio (sostenuto dalla muratura centrale sottostante ancora presente e da eventuali puntelli) che costituirà il nuovo architrave, al pre-carico della muratura superiore mediante cunei in legno triangolari da incassare tra l'estradosso della trave e la muratura superiore, alla demolizione della seconda metà di muratura in corrispondenza della sola porzione ove verrà realizzato l'architrave, alla posa del secondo profilo in acciaio (sostenuto dalla muratura centrale sottostante ancora presente e da eventuali puntelli), al pre-carico della muratura superiore mediante cunei in legno triangolari da incassare tra l'estradosso della trave e la muratura superiore, al collegamento di tali nuovi profili in acciaio, alla posa dei nuovi piedritti in acciaio incluso il collegamento degli stessi ai profili superiori precedentemente posati, alla demolizione della porzione di muratura centrale sottostante rimasta.

Si riassumono di seguito le fasi:

- demolizione della muratura verticale in corrispondenza dei futuri nuovi piedritti in acciaio;
- demolizione della prima metà di spessore della muratura nella sola corrispondenza del futuro nuovo architrave in acciaio;
- posa del primo profilo in acciaio, che sarà sostenuto dalla muratura centrale sottostante ancora presente e da eventuali puntelli ai lati ove non è più presente la muratura verticale;
- pre-carico del profilo in acciaio appena posato con la muratura superiore, mediante la posa di cunei lignei triangolari posti tra l'estradosso del profilo in acciaio appena posato e la muratura superiore da sostenere;
- demolizione della seconda metà di spessore della muratura nella sola corrispondenza del futuro nuovo architrave in acciaio;
- posa del secondo profilo in acciaio, che sarà sostenuto dalla muratura centrale sottostante ancora presente e da eventuali puntelli ai lati ove non è più presente la muratura verticale;
- pre-carico del profilo in acciaio appena posato con la muratura superiore, mediante la posa di cunei lignei triangolari posti tra l'estradosso del profilo in acciaio appena posato e la muratura superiore da sostenere;
- realizzazione dei collegamenti tra i nuovi profili in acciaio appena posati mediante bulloni secondo le indicazioni presenti;
- posa dei piedritti in acciaio previsti, e collegamento degli stessi alla muratura ed ai profili in acciaio precedentemente posati che costituiscono il nuovo architrave;
- demolizione della porzione di muratura centrale sottostante rimasta.

15.3 NUOVA PLATEA E NUOVE TRAVI DI FONDAZIONE

All'interno dell'edificio è prevista la realizzazione di una nuova platea sp. 20 cm, realizzata in c.a. e collegata alle strutture esistenti a mezzo di barre diam. 24 mm inghisate.

La platea di collegamento in fondazione viene introdotta principalmente per le seguenti funzioni:

- realizzare un piano solidale alla base dell'edificio uniformandone il comportamento sismico, similmente a quanto proposto a livello dei solai,
- ampliare il piano di appoggio dei muri esistenti, andando a distribuire su una superficie più ampia eventuali picchi di forza localizzati, specie in condizioni di carico sismico,

La presenza della platea, pertanto, consente di incrementare la capacità portante complessiva e ripristinare quindi le condizioni di sicurezza iniziali.

All'esterno dell'edificio, e precisamente nella porzione del terrazzo centrale, si prevede la realizzazione di due travi di fondazione per il rinforzo ed il consolidamento dei plinti esistenti.

15.4 RINFORZO STATICO SCALE ESISTENTI

Si prevede il rinforzo statico delle scale esistenti mediante nuovi profili in acciaio posti all'intradosso, con la funzione di sostegno. I nuovi profili verranno collegati su angolari perimetrali inghisati alle murature.

16 MODELLAZIONE DELLO STATO DI PROGETTO

I calcoli che riguardano la statica dell'edificio in esame vengono svolti con l'ausilio sia del modello globale che di modelli locali. Con il primo vengono effettuate le verifiche di ogni singolo maschio murario mentre con i secondi vengono eseguite le verifiche relative alla statica delle strutture orizzontali.

I calcoli che riguardano la sismica dell'edificio sono stati eseguiti seguendo il "DM 17 gennaio 2018" e le "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008" (DPCM 9 febbraio 2011) come indicato al §C.8.1 della circolare.

Si svolgono i seguenti step di analisi:

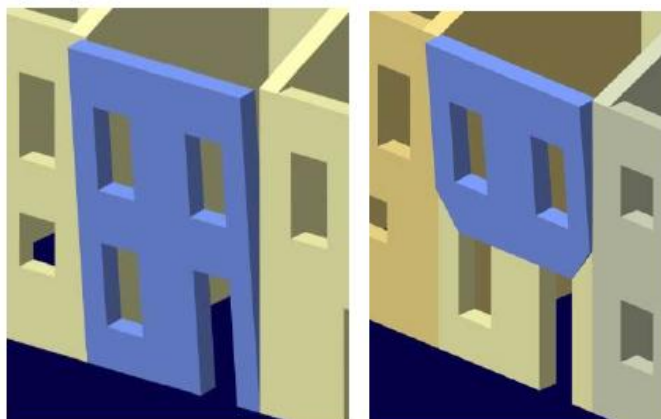
- LV2 – Meccanismi locali di collasso
- LV3 – Modello globale nelle condizioni di meccanismi locali di collasso impediti

16.1 ANALISI LV2 - MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

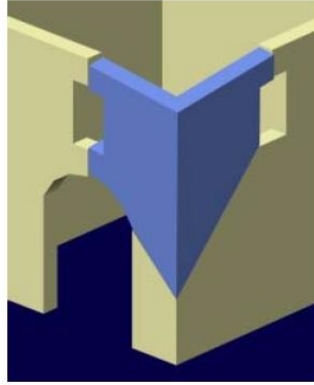
Date le caratteristiche dell'edificio esaminato, risulta necessario valutare la vulnerabilità dello stesso nei confronti dei meccanismi locali di collasso, i quali interessano porzioni della struttura: essi possono essere di vario tipo, ad esempio *ribaltamento semplice di parete*, *ribaltamento del cantonale*, *flessione orizzontale/verticale di parete*.

Secondo quanto riportato al §C8.7.1.2, l'attivazione degli stessi avviene prevalentemente in seguito all'azione di forze perpendicolari al piano medio dei maschi murari, e la facilità con la quale essi si manifestano dipende dalla qualità della tessitura muraria, dell'ammorsamento tra pareti, della qualità del collegamento tra gli impalcati e le murature, dalla presenza o meno di catene atte ad eliminare le spinte; inoltre, l'identificazione dei meccanismi locali può essere ottenuta attraverso modellazioni specifiche, ad esempio con elementi continui o discreti, o prefigurata dal progettista sulla base della conoscenza storica del manufatto o del comportamento sismico di strutture analoghe, oppure in base al rilievo degli stati fessurativi già presenti, anche di origine non sismica.

Si mostrano di seguito alcune tipologie di meccanismo locale di collasso.



Meccanismo di ribaltamento semplice di parete – cerniera alla base/cerniera in quota



Meccanismo di ribaltamento del cantonale

La verifica della maggior parte dei suddetti meccanismi può essere eseguita attraverso l'analisi dei cinematici di corpo rigido.

Come riportato nella relazione di vulnerabilità statica e sismica, l'edificio nello stato di fatto risulta vulnerabile a tali meccanismi, e come riportato in precedenza gli interventi previsti a progetto sono volti a sanare tali criticità, eliminando di fatto tale vulnerabilità e permettendo il manifestarsi di un comportamento di insieme.

16.2 ANALISI LV3 – MODELLO GLOBALE

16.2.1 Analisi Push-Over

L'analisi di tipo Push-Over consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo posto all'ultimo livello della costruzione. Così facendo si è in grado di ottenere la curva di capacità della struttura $F_b - d_c$.

Come specificato nel §7.3.4.2 dell'NTC 2018, in tale analisi si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia ricadenti l'una delle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2), seguendo inoltre quanto riportato al § C8.7.1.3.1 della Circ. Appl. 7 dell'NTC18, assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del **Gruppo 1** (proporzionale alle forze ottenute dall'analisi statica lineare) e la prima del **Gruppo 2** (distribuzione uniforme delle forze), indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo.

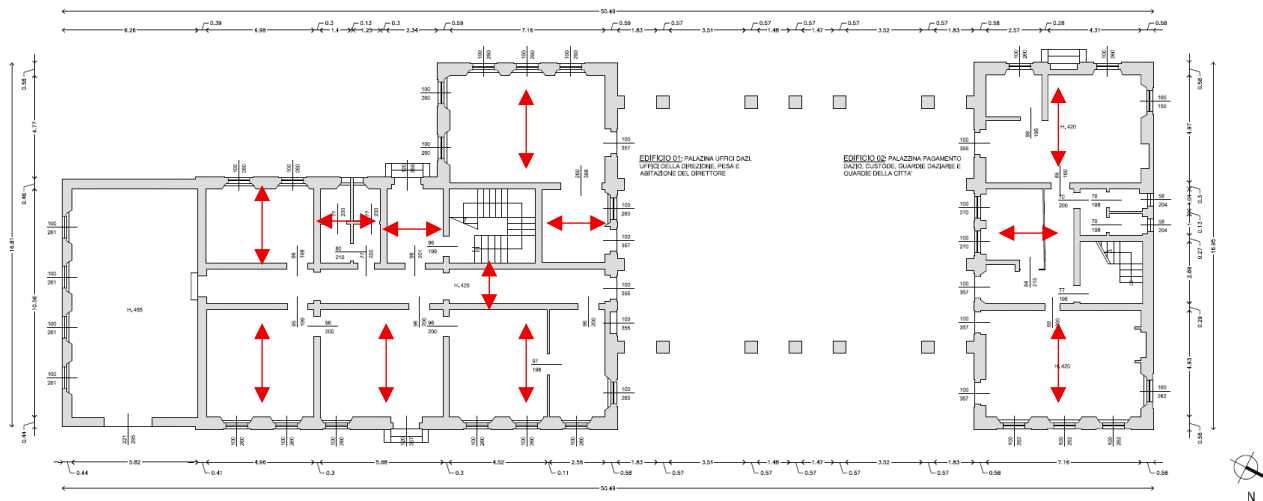
17 VERIFICA INTERVENTI RINFORZO STATICO ORIZZONTAMENTI

Si riportano le verifiche statiche.

- Solai in legno – Calpestio piano primo
- Solai e travi in c.a. – Calpestio piano primo

17.1 SOLAI IN LEGNO

Si riportano di seguito le orditure.






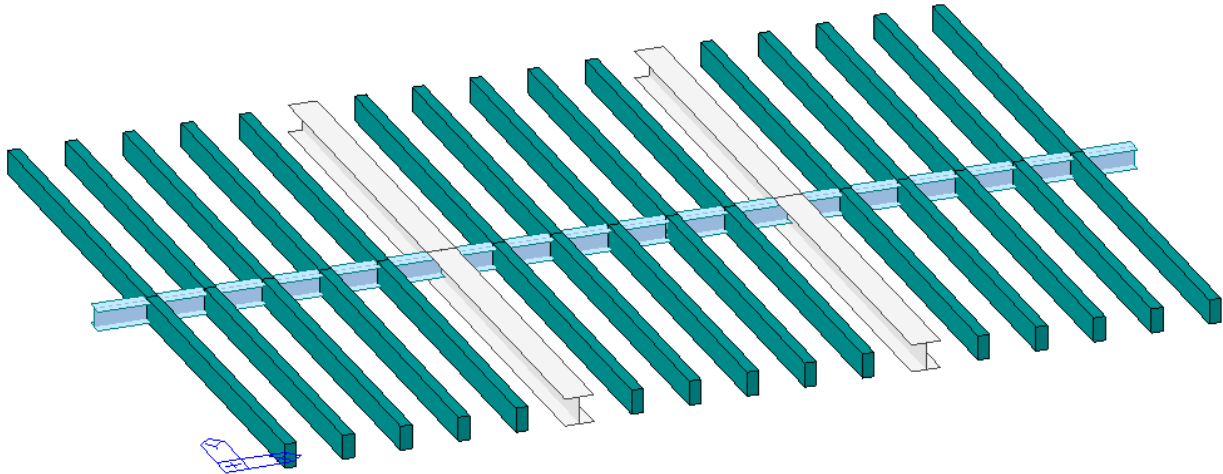
Orditure primo orizzontamento

Gli interventi consistono sostanzialmente nella posa di nuovi profili in acciaio all'intradosso delle travi lignee esistenti per dimezzarne la luce e ridurre le sollecitazioni agenti.

Si riportano di seguito le verifiche dei casi maggiormente gravosi.

Si riporta di seguito una vista 3D del rinforzo.

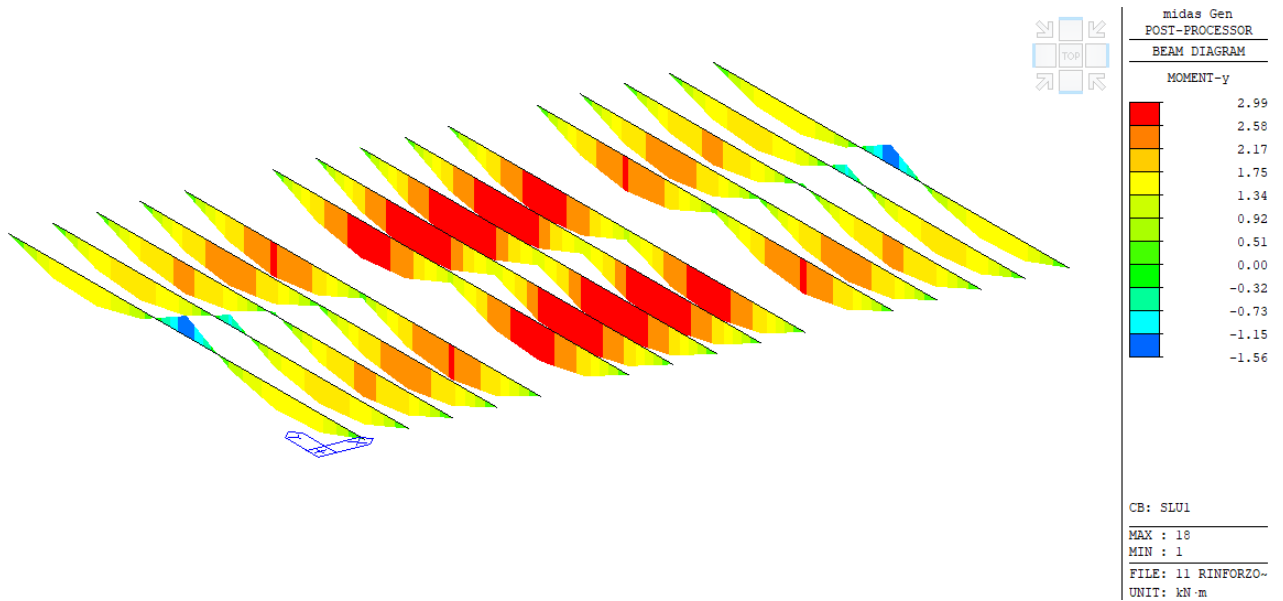
-  Trave legno 5x18 cm
-  Profilo in acciaio HEA 200
-  Profilo in acciaio HEA 140



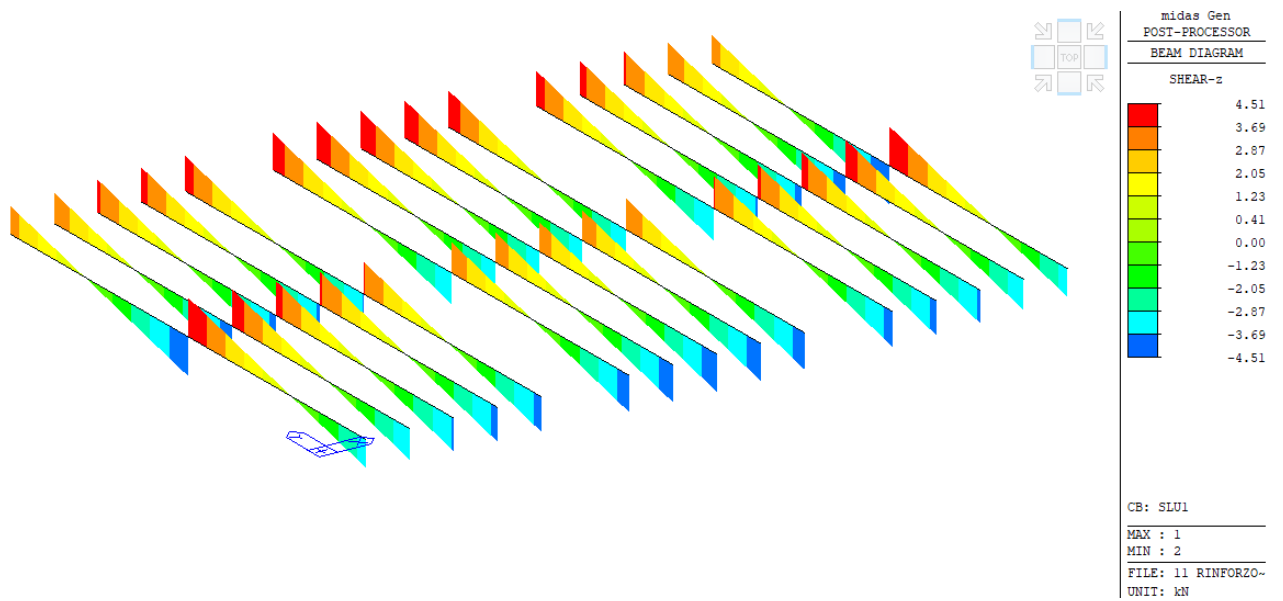
Assonometria del modello di calcolo

17.1.1 Sollecitazioni

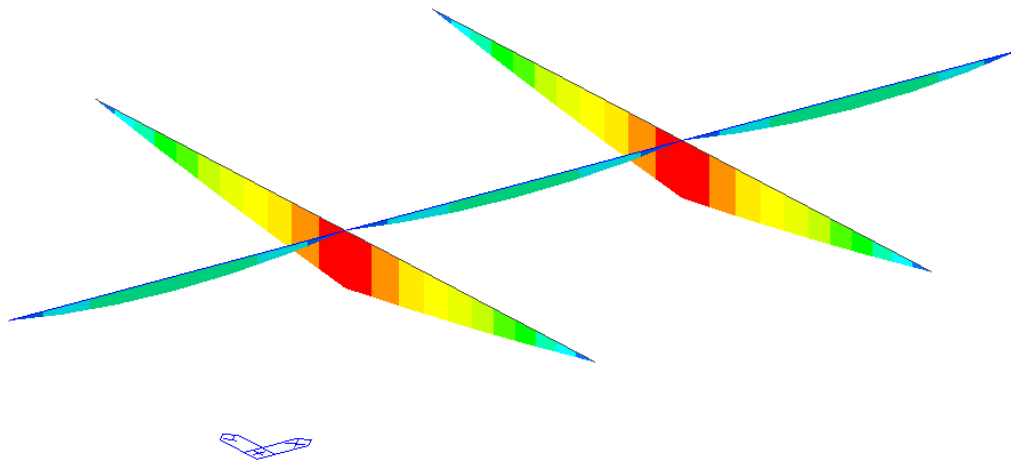
Si riportano di seguito i valori di sollecitazione.



Momento su elementi in legno

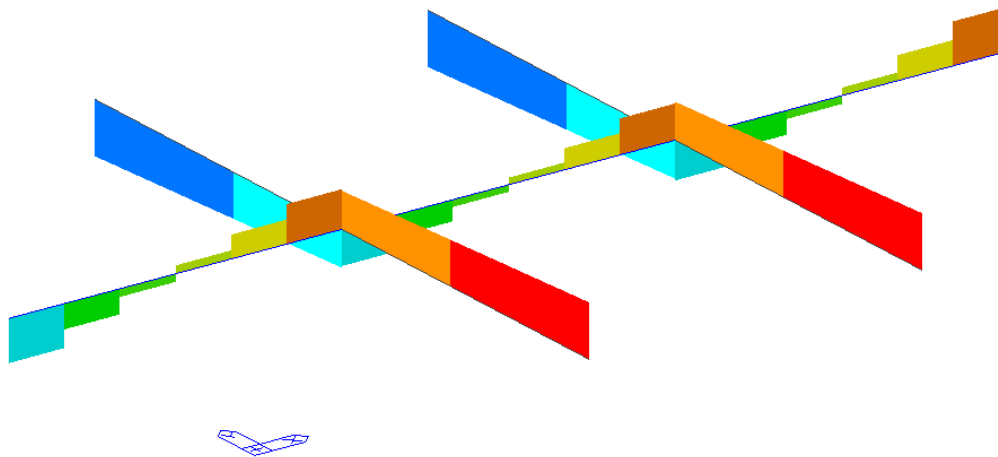


Taglio su elementi in legno



midas Gen POST-PROCESSOR BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	58.09
	52.81
	47.53
	42.25
	36.97
	31.69
	26.41
	21.12
	15.84
	10.56
	5.28
	0.00
CB: SLU1	
MAX : 132	
MIN : 29	
FILE: 11 RINFORZO-	
UNIT: kN.m	

Momento su elementi in acciaio



midas Gen POST-PROCESSOR BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	27.67
	22.64
	17.61
	12.58
	7.55
	2.52
	0.00
	-7.55
	-12.58
	-17.61
	-22.64
	-27.67
CB: SLU1	
MAX : 133	
MIN : 132	
FILE: 11 RINFORZO-	
UNIT: kN	

Taglio su elementi in acciaio

17.1.2 Verifiche elementi in legno

Si riportano di seguito le verifiche.

CALCOLO TENSIONE RESISTENTE	
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	MEDIA DURATA
Coeff. di durata del carico e condizione ambientale	kmod = 0.8
TENSIONI RESISTENTI (valori nominali)	
Classe	Mc C24
Res. a flessione	f _{m,k} = 24 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,k} = 4 Mpa
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	γ _M = 1.5
Fattore di confidenza	FC = 1
TENSIONI RESISTENTI (valori di progetto)	
Res. a flessione	f _{m,d} = 12.80 Mpa
Resistenza a taglio	f _{v,d} = 2.13 Mpa

Verifiche

$$M_{Rd} = f_{m,d} \cdot W = 12.80 \cdot \frac{50 \cdot 180^2}{6} = 3.46 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = f_{v,d} \cdot A = 2.13 \cdot 50 \cdot 180 = 19.17 \text{ kN}$$

Come si nota, i valori resistenti sono superiori ai valori sollecitanti.

Le verifiche risultano quindi **soddisfatte**.

17.1.3 Verifiche elementi in acciaio

Si riporta di seguito l'estratto delle verifiche.

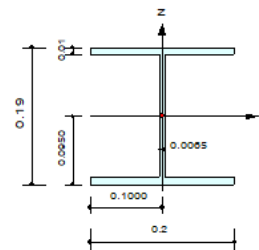
CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Class Req.	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def	
				Material	Fy														
OK	132	2	<input type="checkbox"/>	HEA200		1	Class1	5.00000	5.00000	1.000	1.000	0.00000	-	58.0927	0.00000	0.00000	27.6681	-	-0.0121
	0.516	0.101		S275	275000			-	2.50000	2.50000	1.000	1.000	1409.05	-	112.619	52.8512	646.426	272.935	-
OK	41	3	<input type="checkbox"/>	HEA140		1	Class1	2.40000	2.40000	1.000	1.000	0.00000	-	14.6469	0.00000	0.00000	21.7180	-	-0.0030
	0.323	0.142		S275	275000			-	0.40000	0.40000	1.000	1.000	822.381	-	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-

Riepilogo verifiche

Si riporta di seguito la verifica maggiormente gravosa.

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 132
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name HEA200 (No:2)
 (Rolled : HEA200).
 Member Length : 5.00000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
 Bending Moments My = 58.0927, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 58.0927, Myj = 0.12994 (for Lb)
 Myi = 0.12994, Myj = 0.12994 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 4, POS:1)
 Fzz = -27.668 (LCB: 1, POS:1)

Depth	0.19000	Web Thick	0.00550
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01000
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01000
Area	0.00538	Asz	0.00123
Cyb	0.03130	Czb	0.00500
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.10000	Zbar	0.09500
Wely	0.00039	Welz	0.00013
ry	0.08280	rz	0.04980

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.00000, Lz = 2.50000, Lb = 2.50000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $L/r = 60.4 < 300.0$ (Memb:132, LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00/1409.05 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 58.093/112.619 = 0.516 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/52.8512 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.516 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.101 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0200 > 0.0121$ (Memb:132, LCB: 2, POS: 2.5m, Dir-Z)..... O.K

Verifiche

Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

17.2 SOLAI IN C.A.

17.2.1 Rinforzo solette in c.a.

Per le solette in c.a. la cui verifica statica a flessione risulta non soddisfatta si prevede il rinforzo mediante rete in acciaio tipo G1200 Kerakoll + Geolite Gel, disposta all'intradosso in corrispondenza di tutta l'area della soletta.

Si riporta di seguito il calcolo del momento resistente secondo le formulazioni contenute all'interno della CNR-DT 200 R1/2013.

RESISTENZA A TRAZIONE FIBRE [SRP / FRP] CNR-DT 200		
	G1200	
Larghezza fascia	bf	300 [mm]
Larghezza elemento rinforzato	b	300 [mm]
Valore medio della resistenza a trazione supporto	fctm	2.27 [MPa]
Valore medio della resistenza a compressione supporto	fcm	28.75 [MPa]
Fattore di confidenza materiale del supporto	FC	1.00 [-]
Coefficiente correttivo di tipo geometrico	kb	1.000 [-]
Coefficiente correttivo da prove sperimentali	kG	0.037 [-]
Valore di progetto dell'energia specifica di frattura	ΓFd	0.299 [N/mm]
Coefficiente parziale correttivo	yfd	1.0 [-]
Modulo elastico medio	Ef	210000 [MPa]
Spessore equivalente della fibra	tf	0.169 [mm]
Area equivalente della fibra	Af	50.7 [mmq]
n° fasce reagenti	n° f	3.00 [-]
Tensione di delaminazione per distacco di estremità	ffdd	861 [MPa]
Trazione di delaminazione per distacco di estremità	Tfdd	131.0 [kN]
Tensione di snervamento di progetto armatura esistente	fyd acciaio esistente	200 [MPa]
Area di armatura da inserire in VCA	As equivalente distacco di estremità	6.55 [cmq]
Tensione di delaminazione per distacco intermedio	ffdd2	1770 [MPa]
Trazione di delaminazione per distacco intermedio	Tfdd2	269.3 [kN]
Area di armatura da inserire in VCA	As equivalente distacco intermedio	13.46 [cmq]
Lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto	Led	200.00 [mm]

Verifica rinforzo previsto

Si riporta quindi il valore di momento resistente utilizzando un'area di armatura equivalente così come determinata poc'anzi.

Titolo : _____

N* figure elementari **Zoom** **N* strati barre** **Zoom**

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	15

N*	As [cm²]	d [cm]
1	6.55	14

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} **kN**
M_{xEd} **kNm**
M_{yEd} **kNm**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

Fibre		Ex Macello	
ϵ_{su}	1.957 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	200 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	12.71
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd} **kN m**

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d **cm**
x **x/d**
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ **cm** **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

Si ha quindi $M_{Rd} = 16.75$ kNm.

Si riporta il valore di taglio resistente.

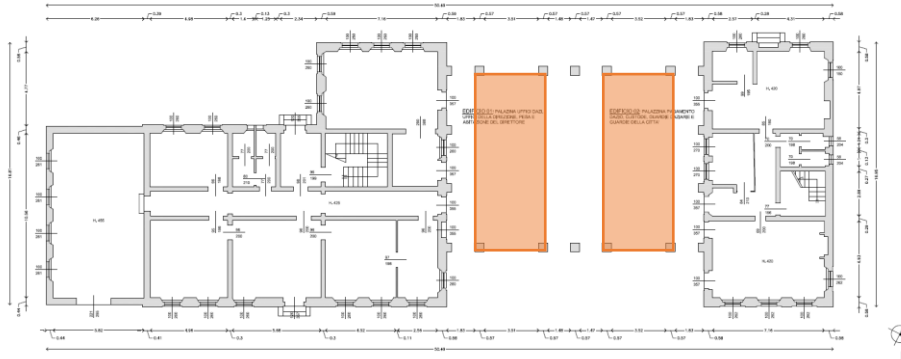
<i>geometria:</i>			
H =	150 mm	altezza elemento	
b =	1000 mm	larghezza elemento	
c =	23 mm	copriferro ambo i lati	
d =	127 mm	altezza utile	
Asl =	0 mmq	area arm long trazione Morsch	
ρ =	0.0000		
k =	2.00		
N =	0 kN	sforzo normale di compressione	
σ_{cp} =	0.00 MPa	tensione media di compressione nella sezione	
<i>materiali:</i>			
R _{ck} =	27 MPa	F _{yk} =	230 MPa
f _{ck} =	22 MPa	f _{yd} =	200 MPa
f _{ed} =	12.71 MPa		
f' _{cd} =	6.36 MPa		
f _{ctm} =	2.39 MPa		
f _{ctk} =	1.67 MPa		
f _{ctd} =	1.11 MPa		
V _{min} =	0.47		
<i>verifica resistenza a taglio senza armatura specifica</i>			
V _{sd} =	0.00 kN	<	V _{Rd1} = 59.54 kN OK

Si ha quindi V_{Rd} = 59.54 kN.

17.2.2 Verifica delle solette rinforzate

17.2.2.1 Luce 3.50 m

Si riporta la verifica degli elementi evidenziati.



Elementi verificati

Si sono considerati i seguenti valori.

Analisi dei carichi		
G1	3.750	kN/mq
G2	2.000	kN/mq
Qacc	2.800	kN/mq

Come carico accidentale, si è considerato agente anche il carico da neve in favore di sicurezza.

Carichi G2			
Finitura	P. specifico (kN/mc)	sp. (mm)	Carico (kN/mq)
Carico	2.00	1000	2.00
TOTALE			2.00 kN/mq

Coefficienti di combinazione	
G1	1.0
G2	1.3
Qacc	1.5

Carico SLU	
Carico superficiale	10.550 kN/mq
Carico lineare	10.550 kN/m

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice		
Luce solaio	3.500	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	16.15	kNm
Vsd	18.46	kN

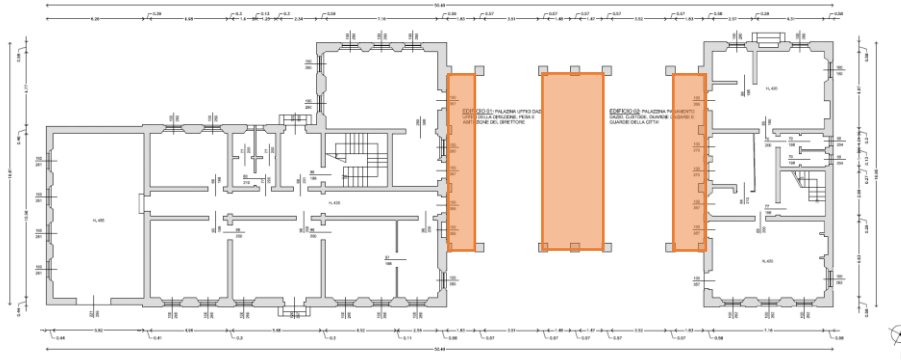
Si ricorda che $M_{rd} = 16.75$ kNm e che $V_{rd} = 59.54$ kN.

A seguito del rinforzo, la **verifica a flessione** risulta quindi **soddisfatta**.

La **verifica a taglio** risulta quindi **soddisfatta**.

17.2.2.2 Luce 1.5 m

Si riporta la verifica degli elementi evidenziati.



Elementi verificati

Si sono considerati i seguenti valori.

Analisi dei carichi		
G1	3.750	kN/mq
G2	2.000	kN/mq
Qacc	2.800	kN/mq

Come carico accidentale, si è considerato agente anche il carico da neve in favore di sicurezza.

Carichi G2			
Finitura	P. specifico (kN/mc)	sp. (mm)	Carico (kN/mq)
Carico	2.00	1000	2.00
TOTALE			2.00 kN/mq

Coefficienti di combinazione	
G1	1.0
G2	1.3
Qacc	1.5

Carico SLU	
Carico superficiale	10.550 kN/mq
Carico lineare	10.550 kN/m

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice		
Luce solaio	1.500	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	2.97	kNm
Vsd	7.91	kN

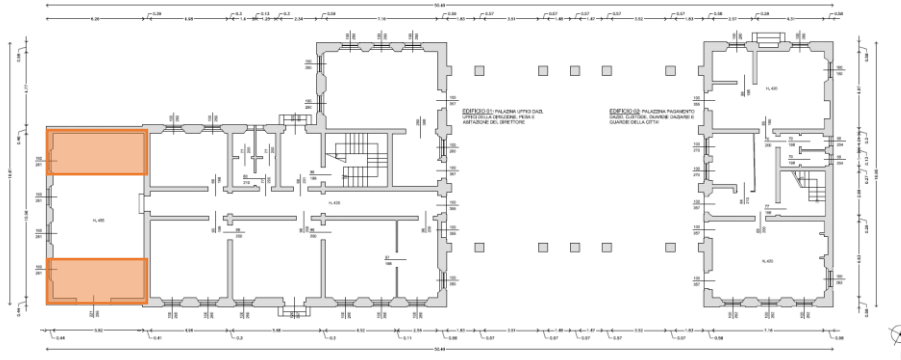
Si ricorda che Mrd = 4.38 kNm e che Vrd = 59.54 kN.

La **verifica a flessione** risulta quindi **soddisfatta**.

La **verifica a taglio** risulta quindi **soddisfatta**.

17.2.2.3 Luce 2.65 m

Si riporta la verifica degli elementi evidenziati.



Elementi verificati

Si sono considerati i seguenti valori.

Analisi dei carichi		
G1	3.750	kN/mq
G2	2.000	kN/mq
Qacc	2.800	kN/mq

Come carico accidentale, si è considerato agente anche il carico da neve in favore di sicurezza.

Carichi G2			
Finitura	P. specifico (kN/mc)	sp. (mm)	Carico (kN/mq)
Carico	2.00	1000	2.00
TOTALE			2.00 kN/mq

Coefficienti di combinazione	
G1	1.0
G2	1.3
Qacc	1.5

Carico SLU	
Carico superficiale	10.550 kN/mq
Carico lineare	10.550 kN/m

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice		
Luce solaio	2.650	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	9.26	kNm
Vsd	13.98	kN

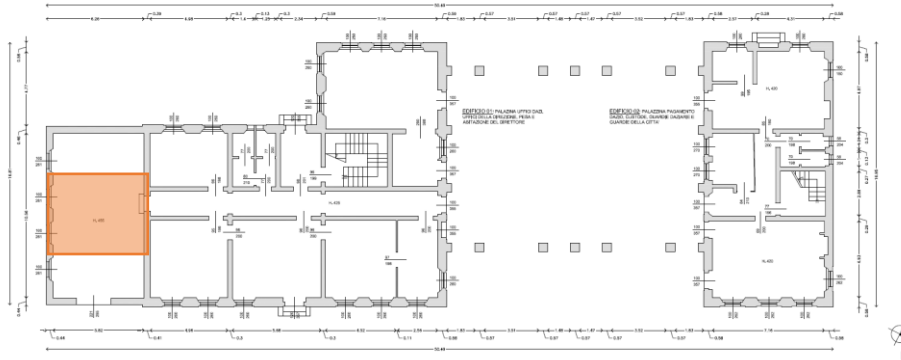
Si ricorda che Mrd = 16.75 kNm e che Vrd = 59.54 kN.

A seguito del rinforzo, la **verifica a flessione** risulta quindi **soddisfatta**.

La **verifica a taglio** risulta quindi **soddisfatta**.

17.2.2.4 Luce 2.30 m

Si riporta la verifica degli elementi evidenziati.



Elementi verificati

Si sono considerati i seguenti valori.

Analisi dei carichi		
G1	3.750	kN/mq
G2	2.000	kN/mq
Qacc	2.800	kN/mq

Come carico accidentale, si è considerato agente anche il carico da neve in favore di sicurezza.

Carichi G2			
Finitura	P. specifico (kN/mc)	sp. (mm)	Carico (kN/mq)
Carico	2.00	1000	2.00
TOTALE			2.00 kN/mq

Coefficienti di combinazione	
G1	1.0
G2	1.3
Qacc	1.5

Carico SLU	
Carico superficiale	10.550 kN/mq
Carico lineare	10.550 kN/m

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice		
Luce solaio	2.300	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	6.98	kNm
Vsd	12.13	kN

Si ricorda che Mrd = 16.75 kNm e che Vrd = 59.54 kN.

A seguito del rinforzo, la **verifica a flessione** risulta quindi **soddisfatta**.

La **verifica a taglio** risulta quindi **soddisfatta**.

17.2.3 Rinforzo travi in c.a.

17.2.3.1 Rinforzo a flessione – Travi terrazza centrale

Si prevede il rinforzo mediante piatti in acciaio posti all'intradosso. I piatti in acciaio avranno dimensioni pari a 300x10 mm.

Si riportano di seguito i valori di momento resistente, considerando quanto segue.

Valori di f_{yd}					
f_y	235	275	355	420	460
$\epsilon_{syd} \%$	0,11	0,13	0,17	0,20	0,22

The screenshot shows the software interface with the following data:

- Section Data:** N° figure elementari: 1, b [cm]: 55, h [cm]: 70, N° strati barre: 1, As [cm²]: 30, d [cm]: 70.
- Material Properties (S355):** ϵ_{su} : 1.7‰, f_{yd} : 338 N/mm², E_s : 200'000 N/mm², ϵ_{s}/E_c : 15, ϵ_{syd} : 1.69‰, $\sigma_{s,adm}$: 125 N/mm².
- Material Properties (Ex Macello):** ϵ_{c2} : 2‰, ϵ_{cu} : 3.5‰, f_{cd} : 12.71, f_{cc}/f_{cd} : 0.8, $\sigma_{c,adm}$: 9.75, τ_{co} : 0.6, τ_{c1} : 1.829.
- Calculation Results:** M_{xRd} : 603.5 kNm, σ_c : -10.87 N/mm², σ_s : 338 N/mm², ϵ_c : 1.239‰, ϵ_s : 1.7‰, d : 70 cm, x : 29.51, x/d : 0.4216, δ : 0.9669.
- Other Parameters:** Tipo Sezione: Rettan.re, Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato, Metodo di calcolo: S.L.U.+, Tipo flessione: Retta, N° rett.: 100, L₀: 0 cm, M-curvatura: Precompresso.

Si ha quindi $M_{Rd} = 603.5$ kNm.

17.2.3.2 Rinforzo a taglio – Travi terrazza centrale

Si prevede il rinforzo mediante barre filettate cl. 8.8 passanti in corrispondenza della trave in c.a., a passo costante e pari a 50 cm.

Si riportano di seguito i valori di taglio resistente.

<i>geometria:</i>			
H =	700 mm	altezza elemento	
b =	550 mm	larghezza elemento	
c =	63 mm	copriferro ambo i lati	
d =	637 mm	altezza utile	
Asl =	0 mmq	area arm long trazione Morsch	
ρ =	0.0000		
k =	1.56		
N =	0 kN	sforzo normale di compressione	
σ_{cp} =	0.00 MPa	tensione media di compressione nella sezione	
<i>materiali:</i>			
R _{ck} =	27 MPa	F _{yk} =	640 MPa
f _{ck} =	22 MPa	f _{yd} =	557 MPa
f _{cd} =	12.71 MPa		
f' _{cd} =	6.36 MPa		
f _{ctm} =	2.39 MPa		
f _{ctk} =	1.67 MPa		
f _{ctd} =	1.11 MPa		
V _{min} =	0.32		
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica			
V _{sd} =	175.00 kN	>	V _{Rd1} = 113.19 kN NO
α =	90 °	angolo inclinazione armatura	
sin α =	1		
ctg α =	0		
θ =	35 °	angolo inclinazione puntoni di cls	
ctg θ =	1.4		
Φ =	17.60 mm	diametro staffe	
n° =	1.0	n° braccia delle staffe	
A _{sw} =	243 mmq	area staffe	
s =	500 mm	passo staffe	
V _{Rsd} =	222 kN	contributo a taglio trazione	
α_c =	1.00	coefficiente maggiorativo	
V _{Rcd} =	941 kN	contributo a taglio compressione	
V _{sd} =	175.00 kN	<	V _{Rsd} = 222 kN OK
a _r =	41 cm	traslazione del momento	

Si è inserito un diametro equivalente per ottenere un'area del singolo braccio di staffa pari a quello dell'effettiva sezione resistente della barra M20, che risulta inferiore a quella di un D20 pieno e non filettato.

Si ha quindi **V_{Rd} = 222 kN**.

17.2.3.4 Rinforzo a taglio – Travi terrazza laterale

Si prevede il rinforzo mediante barre filettate cl. 8.8 passanti in corrispondenza della trave in c.a., a passo costante e pari a 50 cm.

Si riportano di seguito i valori di taglio resistente.

<i>geometria:</i>			
H =	400 mm	altezza elemento	
b =	250 mm	larghezza elemento	
c =	25 mm	copriferro ambo i lati	
d =	375 mm	altezza utile	
Asl =	0 mmq	area arm long trazione Morsch	
ρ =	0.0000		
k =	1.73		
N =	0 kN	sforzo normale di compressione	
σ_{cp} =	0.00 MPa	tensione media di compressione nella sezione	
<i>materiali:</i>			
R _{ck} =	27 MPa	F _{yk} =	640 MPa
f _{ck} =	22 MPa	f _{yd} =	557 MPa
f _{cd} =	12.71 MPa		
f' _{cd} =	6.36 MPa		
f _{ctm} =	2.39 MPa		
f _{ctk} =	1.67 MPa		
f _{ctd} =	1.11 MPa		
V _{min} =	0.38		
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica			
V _{sd} =	68.00 kN	>	V _{Rd1} = 35.37 kN NO
α =	90 °	angolo inclinazione armatura	
sin α =	1		
ctg α =	0		
θ =	40 °	angolo inclinazione puntoni di cls	
ctg θ =	1.2		
Φ =	17.60 mm	diametro staffe	
n° =	1.0	n° braccia delle staffe	
A _{sw} =	243 mmq	area staffe	
s =	500 mm	passo staffe	
V _{Rsd} =	109 kN	contributo a taglio trazione	
α_c =	1.00	coefficiente maggiorativo	
V _{Rcd} =	264 kN	contributo a taglio compressione	
V _{sd} =	68.00 kN	<	V _{Rsd} = 109 kN OK
a _r =	20 cm	traslazione del momento	

Si è inserito un diametro equivalente per ottenere un'area del singolo braccio di staffa pari a quello dell'effettiva sezione resistente della barra M20, che risulta inferiore a quella di un D20 pieno e non filettato.

Si ha quindi $V_{Rd} = 109$ kN.

17.2.4 Verifica delle travi rinforzate

Si riportano i casi maggiormente gravosi e quindi dimensionanti.

17.2.4.1 Travi terrazzo centrale

Si dimensionano i rinforzi ai soli carichi $G_2 + Q_{acc}$, in combinazioni SLU riportate in precedenza.

Geometria trave		
Interasse di calcolo	3100	mm
Larghezza trave	550	mm
Altezza trave	700	mm
G1 totale trave	9.625	kN/m

Carichi da solaio		
Carico	6.800	kN/mq

Carichi da piatto rinforzo acciaio		
sp piatto	10	mm
Larghezza piatto	300	mm
G1 totale piatto	0.236	kN/m

Coefficienti di combinazione	
G1	1.0

Carico SLU		
Carico lineare	30.941	kN/m

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice		
Luce trave	11.300	m
Moltiplicatore per Msd	0.125	-
Msd	493.85	kNm
Vsd	174.81	kN

Si ricorda che $M_{rd} = 603.5$ kNm e che $V_{rd} = 222$ kN.

Per verificare la collaborazione tra il piatto in acciaio posto all'intradosso e la trave esistente in c.a., si procede alla determinazione degli sforzi di taglio sulle barre M20 cl. 8.8 nelle ipotesi di sezione composta.

Si adottano i seguenti moduli:

- $E_s = 210'000$ MPa
- $E_c = 30'000$ MPa

Si ha quindi $n = E_c / E_s = 7$.

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

- $A_{id} = 409'500$ MPa
- Baricentro sezione ideale = 339 mm (dal basso)
- $J_{id} = 1.86239 \times 10^{10}$ mm⁴

Si riporta il valore del momento statico calcolato all'interfaccia tra piatto in acciaio e trave in c.a. rispetto al piatto in acciaio.

- $S = 8'183'000$ mm³

Come riportato in precedenza, $V_{sd} = 175$ kN.

Si ottiene, quindi, sulla singola barra

$$V_{sd \text{ barra}} = (V_{sd} S / J_{id}) \times \text{passo barre} = 38.45 \text{ kN}$$

Si riporta di seguito i valori resistenti delle barre.

Anchor size		ETA-20/0541, issued 2021-09-04							
		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Non-cracked concrete									
Tension N_{Rec}	HAS-U 5.8	8,7	13,8	20,1	23,4	37,1	50,9	62,2	74,2
	HAS-U 8.8, AM 8.8	10,4	14,6	21,4	23,4	37,1	50,9	62,2	74,2
	HAS-U A4	9,8	14,6	21,4	23,4	37,1	50,9	57,3	70,1
	HAS-U HCR	10,4	14,6	21,4	23,4	37,1	50,9	62,2	74,2
	HIS-N 8.8	11,9	17,5	23,4	37,1	49,1	-	-	-
Shear V_{Rec}	HAS-U 5.8	6,3	9,9	14,5	26,9	42,0	60,5	78,7	96,2
	HAS-U 8.8, AM 8.8	8,4	13,3	19,3	35,9	56,0	80,7	104,9	128,2
	HAS-U A4	5,9	9,3	13,5	25,2	39,3	56,6	34,4	42,1
	HAS-U HCR	8,4	13,3	19,3	35,9	56,0	50,4	65,6	80,1
	HIS-N 8.8	7,4	13,1	19,4	36,0	33,1	-	-	-

A seguito del rinforzo, la **verifica a flessione** risulta quindi **soddisfatta**.

A seguito del rinforzo, la **verifica a taglio** risulta quindi **soddisfatta**.

17.2.4.2 Travi terrazzo laterale

Si dimensionano i rinforzi ai soli carichi $G_2 + Q_{acc}$, in combinazioni SLU riportate in precedenza.

Geometria trave		
Interasse di calcolo	2750	mm
Larghezza trave	250	mm
Altezza trave	400	mm
G1 totale trave	2.500	kN/m

Carichi da solaio		
Carico	6.800	kN/mq

Carichi da piatto rinforzo acciaio		
sp piatto	10	mm
Larghezza piatto	300	mm
G1 totale piatto	0.236	kN/m

Coefficienti di combinazione	
G1	1.0

Carico SLU		
Carico lineare	21.436	kN/m

Sollecitazioni allo SLU - Appoggio semplice			
Luce trave	6.300	m	
Moltiplicatore per Msd	0.125	-	
Msd	106.35	kNm	
Vsd	67.52	kN	

Si ricorda che $M_{rd} = 229.1$ kNm e che $V_{rd} = 109$ kN.

Per verificare la collaborazione tra il piatto in acciaio posto all'intradosso e la trave esistente in c.a., si procede alla determinazione degli sforzi di taglio sulle barre M20 cl. 8.8 nelle ipotesi di sezione composta.

Si adottano i seguenti moduli:

- $E_s = 210'000$ MPa
- $E_c = 30'000$ MPa

Si ha quindi $n = E_c / E_s = 7$.

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

- $A_{id} = 148'000$ MPa
- Baricentro sezione ideale = 265 mm (dal basso)
- $J_{id} = 4.231 \times 10^9$ mm⁴

Si riporta il valore del momento statico calcolato all'interfaccia tra piatto in acciaio e trave in c.a. rispetto al piatto in acciaio.

- $S = 2'730'000$ mm³

Come riportato in precedenza, $V_{sd} = 68$ kN.

Si ottiene, quindi, sulla singola barra

$$V_{sd \text{ barra}} = (V_{sd} S / J_{id}) \times \text{passo barre} = 22 \text{ kN}$$

Si riporta di seguito i valori resistenti delle barre.

Anchor size		ETA-20/0541, issued 2021-09-04							
		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Non-cracked concrete									
Tension N_{Rec}	HAS-U 5.8	8,7	13,8	20,1	23,4	37,1	50,9	62,2	74,2
	HAS-U 8.8, AM 8.8	10,4	14,6	21,4	23,4	37,1	50,9	62,2	74,2
	HAS-U A4	9,8	14,6	21,4	23,4	37,1	50,9	57,3	70,1
	HAS-U HCR	10,4	14,6	21,4	23,4	37,1	50,9	62,2	74,2
	HIS-N 8.8	11,9	17,5	23,4	37,1	49,1	-	-	-
Shear V_{Rec}	HAS-U 5.8	6,3	9,9	14,5	26,9	42,0	60,5	78,7	96,2
	HAS-U 8.8, AM 8.8	8,4	13,3	19,3	35,9	56,0	80,7	104,9	128,2
	HAS-U A4	5,9	9,3	13,5	25,2	39,3	56,6	34,4	42,1
	HAS-U HCR	8,4	13,3	19,3	35,9	56,0	50,4	65,6	80,1
	HIS-N 8.8	7,4	13,1	19,4	36,0	33,1	-	-	-

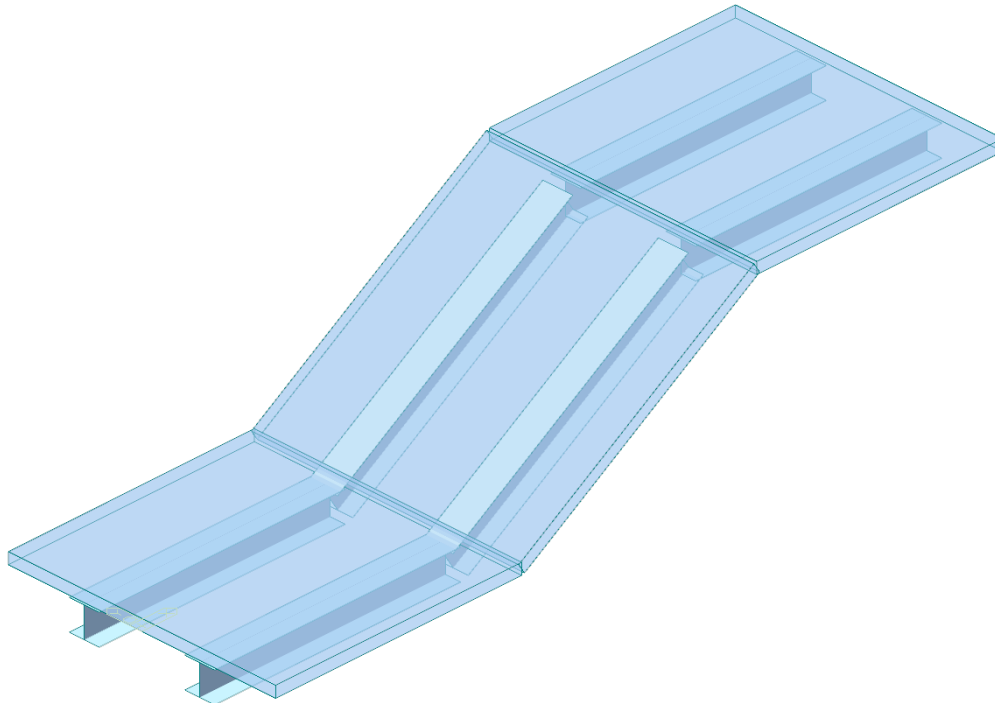
A seguito del rinforzo, la **verifica a flessione** risulta quindi **soddisfatta**.

A seguito del rinforzo, la **verifica a taglio** risulta quindi **soddisfatta**.

18 VERIFICA RINFORZO STATICO SCALE

Come anticipato, si prevede il rinforzo delle scale esistenti mediante nuovi profili in acciaio posti all'intradosso delle rampe, e collegati perimetralmente ad angolari inghisati alle murature.

Si riporta di seguito uno schema del rinforzo con i due profili HEA 140 in acciaio.



Schema rinforzo

Si riporta l'analisi dei carichi per la zona in oggetto.

$$G_1 = 1.25 \text{ kN/mq}$$

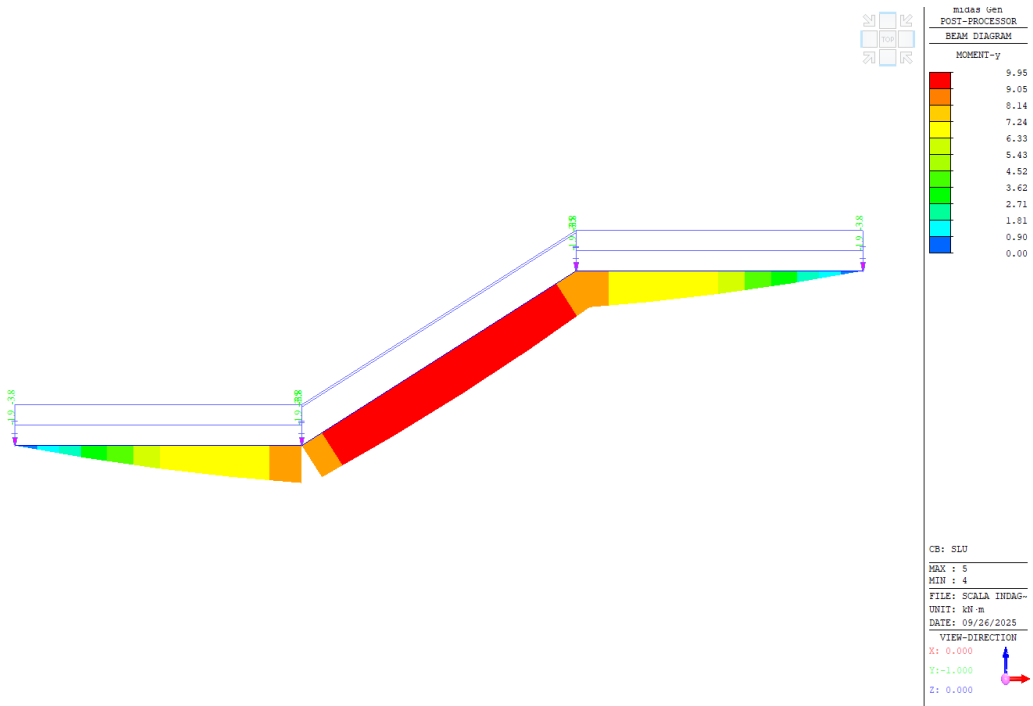
$$G_2 = 1.10 \text{ kN/mq sui pianerottoli (intonaco, pavimento in marmo)}$$

$$G_2 = 3.10 \text{ kN/mq (intonaco, gradini in marmo, cls gradini)}$$

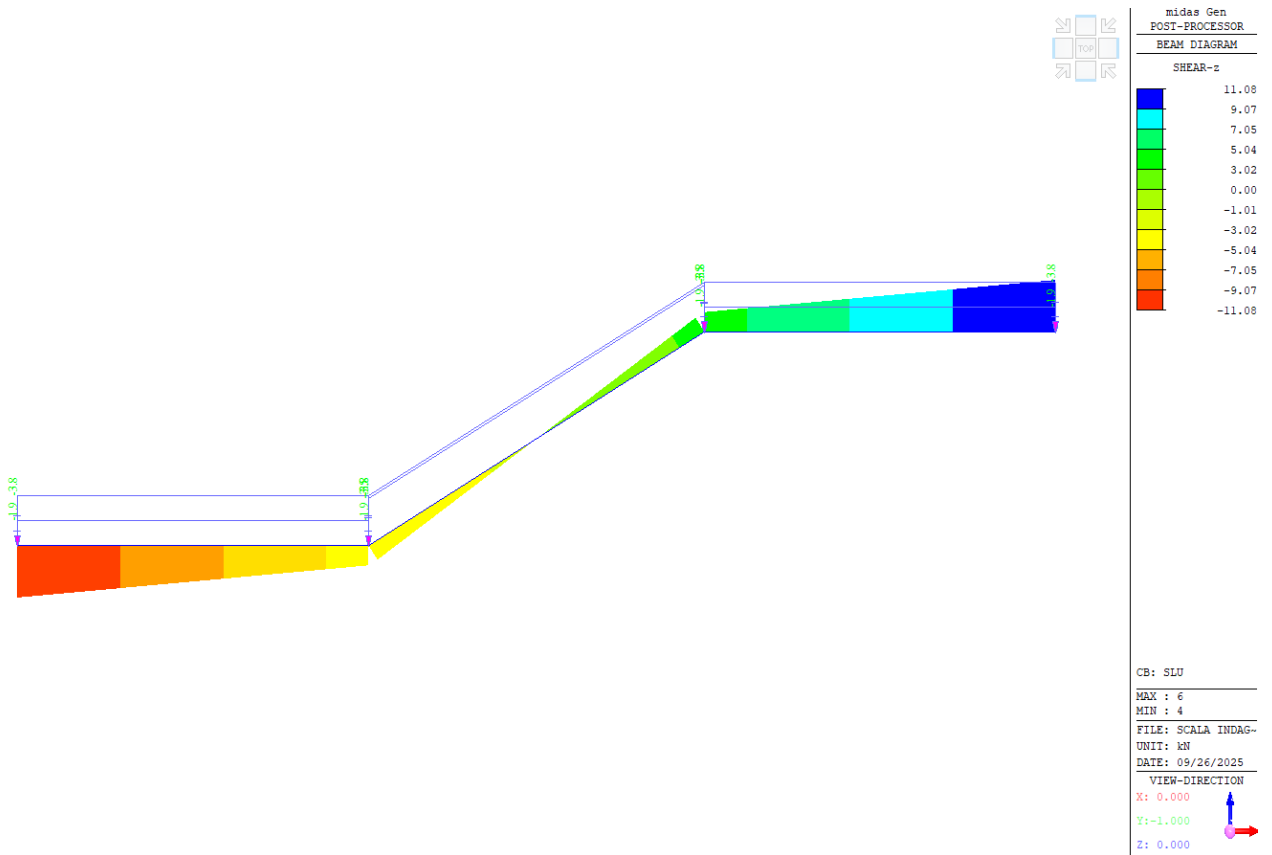
$$Q = 4.00 \text{ kN/mq}$$

Il peso proprio dei nuovi profili in acciaio è computato direttamente dal programma.

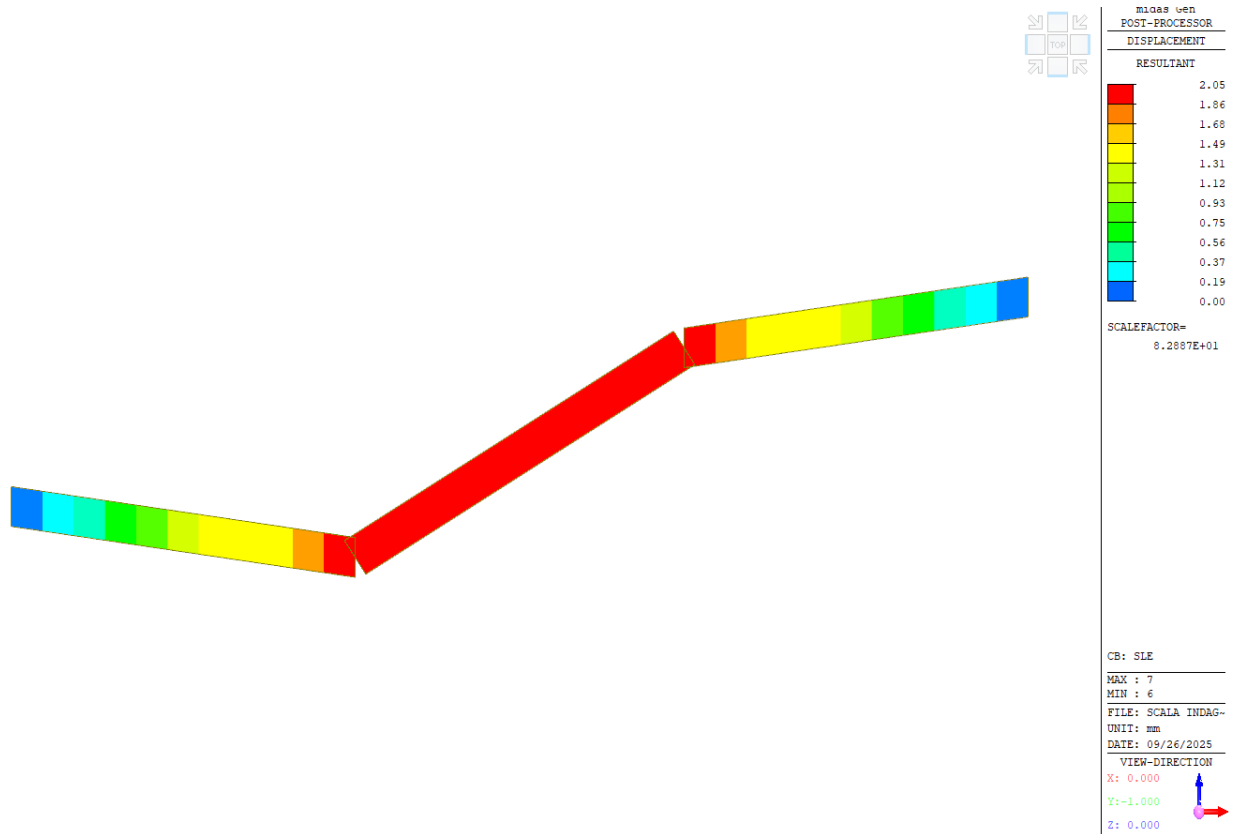
Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti.



Momento flettente sul singolo profilo in acciaio



Taglio sul singolo profilo in acciaio



Deformata SLE dei profili in acciaio $U_z=2.05 \text{ mm} < L/250=13.6 \text{ mm}$

Si riportano di seguito le verifiche dei nuovi profili in acciaio.

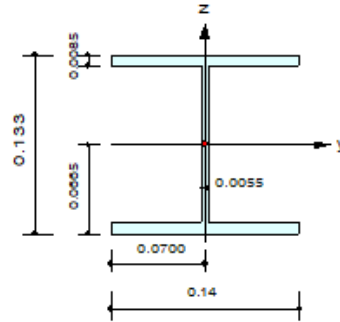
CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Class Req.	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Defa
				Material	Fy														
OK	4	2	<input type="checkbox"/>	HEA140		1	Class1	1.15000	3.50000	1.000	1.000	0.00000	-	8.79510	0.00000	0.00000	11.0837	-	-0.0003
				S275	275000			-	3.50000	3.50000	1.000	1.000	822.381	-	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-
OK	5	2	<input type="checkbox"/>	HEA140		1	Class1	1.30384	3.50000	1.000	1.000	0.00000	-	9.95344	0.00000	0.00000	3.55363	-	-
				S275	275000			-	3.50000	3.50000	1.000	1.000	822.381	-	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-
OK	6	2	<input type="checkbox"/>	HEA140		1	Class1	1.15000	3.50000	1.000	1.000	0.00000	-	8.79510	0.00000	0.00000	11.0837	-	-0.0003
				S275	275000			-	3.50000	3.50000	1.000	1.000	822.381	-	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-

Riepilogo verifiche profili in acciaio

Si riporta di seguito l'estratto delle verifiche degli elementi maggiormente sollecitato.

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 5
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name HEA 140 (No:2)
 (Rolled : HEA 140).
 Member Length : 1.30384



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
 Bending Moments My = 9.95344, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 8.79510, Myj = 8.79510 (for Lb)
 Myi = 8.79510, Myj = 8.79510 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 4, POS:I)
 Fzz = -3.5536 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.13300	Web Thick	0.00550
Top F Width	0.14000	Top F Thick	0.00850
Bot.F Width	0.14000	Bot.F Thick	0.00850
Area	0.00314	Asz	0.00073
Oyb	0.01515	Ozb	0.00245
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.07000	Zbar	0.00050
Wely	0.00016	Welz	0.00006
ry	0.05730	rz	0.03520

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 3.50000, Lz = 3.50000, Lb = 3.50000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 99.4 < 200.0$ (LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{tRd} = 0.000/822.381 = 0.000 < 1.000$ O.K

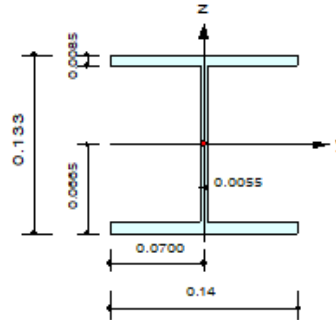
Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 9.9534/45.4143 = 0.219 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/22.0464 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
 $R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$
 $R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, (R.byN + R.byM)] = 0.219 < 1.000$ O.K

Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.023 < 1.000$ O.K

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 6
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name HEA140 (No:2)
 (Rolled : HEA140).
 Member Length : 1.15000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments My = 8.79510, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 8.79510, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 8.79510, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 4, POS:I)
 Fzz = 11.0837 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.13300	Web Thick	0.00550
Top F Width	0.14000	Top F Thick	0.00850
Bot.F Width	0.14000	Bot.F Thick	0.00850
Area	0.00314	Asz	0.00073
Qyb	0.01515	Qzb	0.00245
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.07000	Zbar	0.00050
Wely	0.00016	Welz	0.00005
ry	0.05730	rz	0.03520

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 3.50000, Lz = 3.50000, Lb = 3.50000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$L/r = 99.4 < 300.0$ (LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{tRd} = 0.000/822.381 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 8.7951/45.4143 = 0.194 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/22.0464 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, (R.byN + R.byM)] = 0.194 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.073 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0046 > 0.0003$ (Memb:6, LCB: 2, POS: 0.5m, Dir-Z)..... O.K

Estratto verifiche maggiormente gravose

Come si nota, le verifiche risultano soddisfatte.

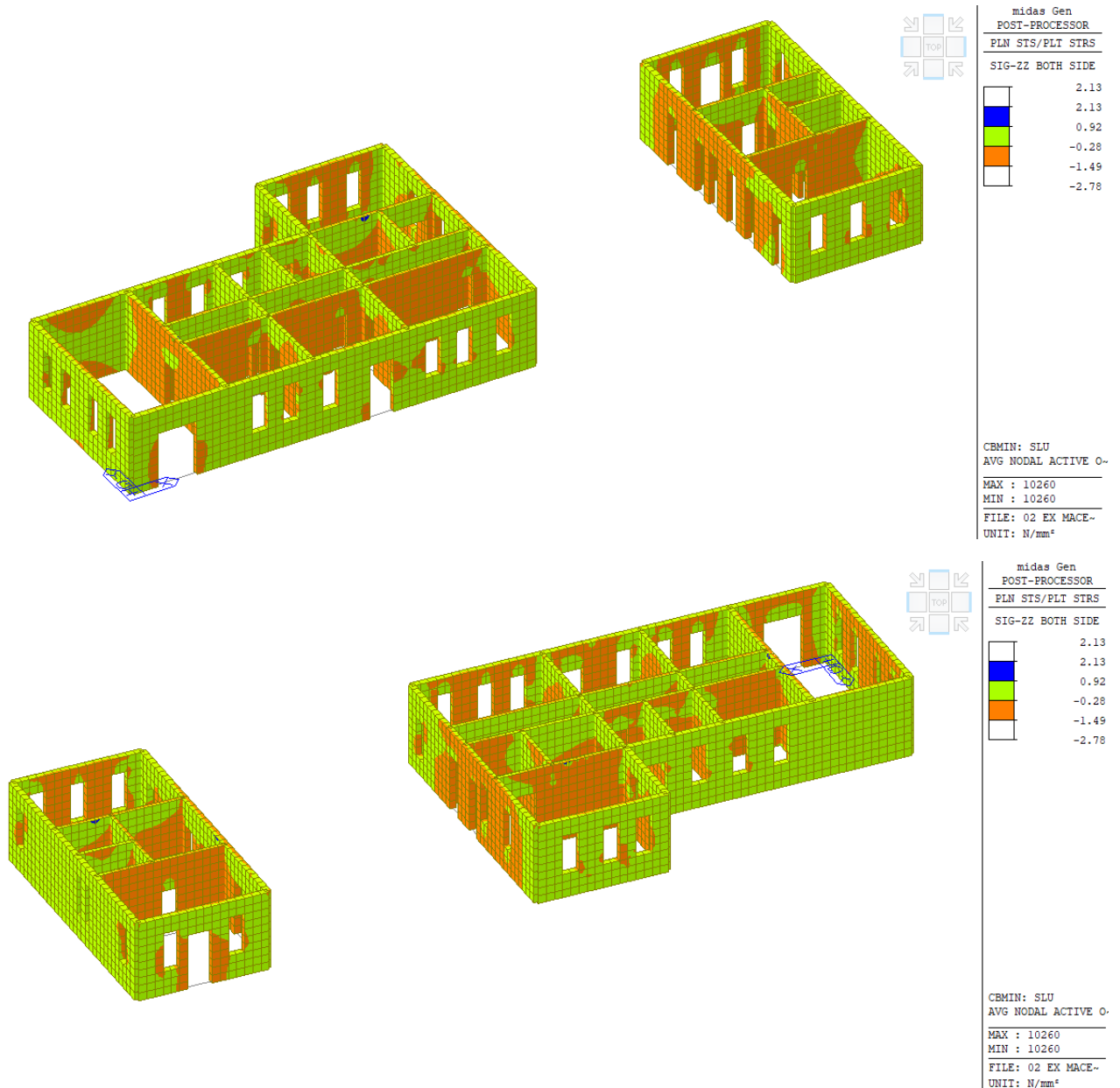
19 VERIFICA STATICA STRUTTURE VERTICALI

19.1 MURATURA

Si riportano di seguito le verifiche statiche delle strutture verticali in muratura.

Si riportano i valori massimi di tensione verticale agente in corrispondenza delle murature, limitando il valore della tensione a quello riportato in precedenza per le verifiche statiche.

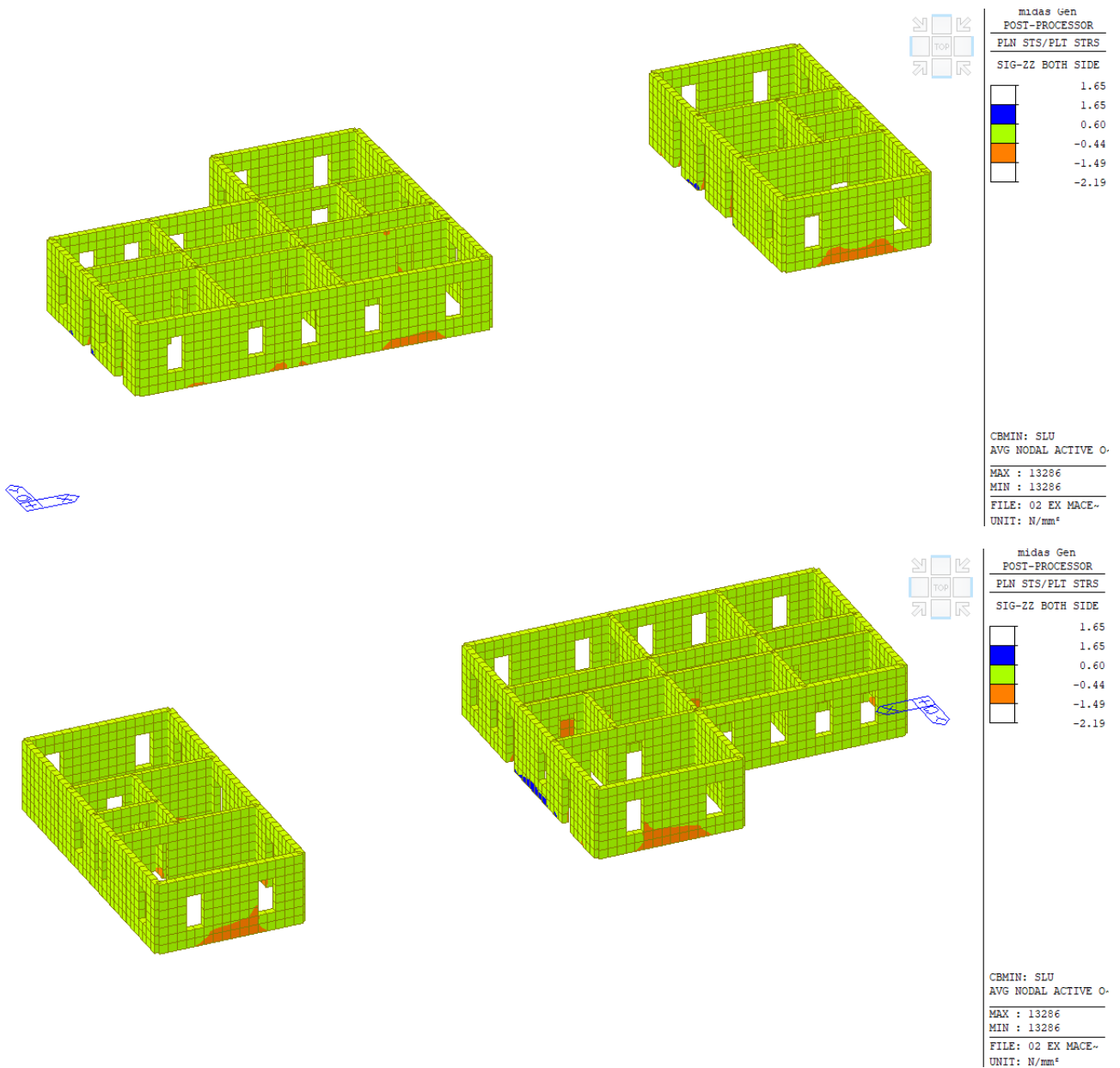
19.1.1 Murature da fondazioni a calpestio piano primo



Tensioni verticali (MPa)

Come si nota, la tensione massima agente allo SLU risulta in ogni punto inferiore al valore limite resistente. Le verifiche risultano quindi **soddisfatte**.

19.1.2 Murature da calpestio piano primo a copertura

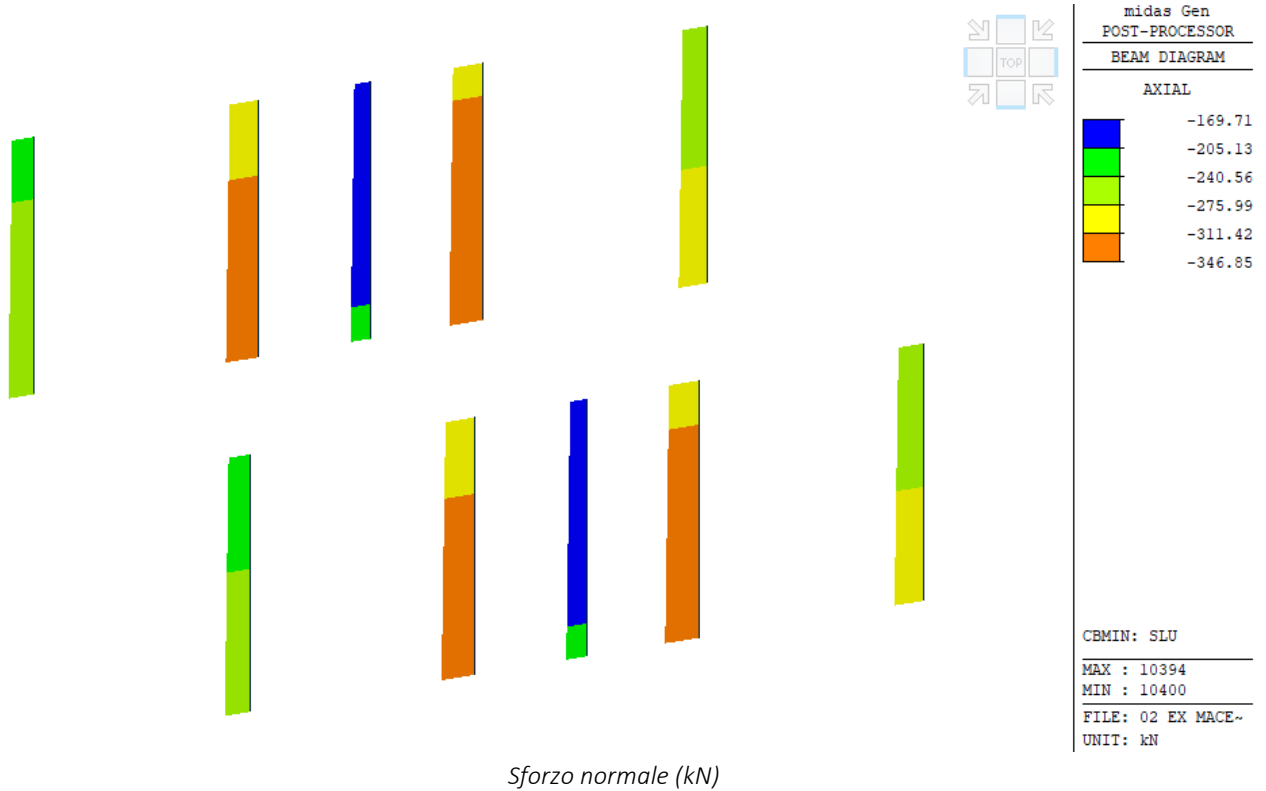


Tensioni verticali (MPa)

Come si nota, la tensione massima agente allo SLU risulta in ogni punto inferiore al valore limite resistente. Le verifiche risultano quindi **soddisfatte**.

19.2 CALCESTRUZZO

Si riportano di seguito le verifiche statiche dei pilastri in c.a.



Come si nota, lo sforzo massimo di compressione è pari a $N = 347$ kN.

Considerando la tensione limite determinata in precedenza e pari a $f_{cd} = 12.71$ MPa, e la sezione dei pilastri assunta pari a 50x50 cm, si ha uno sforzo di compressione resistente pari a $N_{Rd} = 3177.5$ kN.

La **verifica** risulta quindi **soddisfatta**.

20 VULNERABILITÀ SISMICA

20.1 METODO DI ANALISI

La verifica sismica si compone di una prima fase (riportata nella presente) dove vi è lo studio dello stato di fatto, mentre la seconda fase è riportata nella relazione di calcolo degli interventi dove viene analizzato lo scenario nello stato di progetto.

Per la valutazione del **livello di sicurezza** la normativa prevede l'impiego di un **coefficiente ζ_E** che è dato dal **rapporto fra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica di progetto che si utilizzerebbe nel caso di una nuova costruzione** (rif. Cap 8.3 NTC 2018).

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

$$\zeta_E = \frac{\text{Azione sismica massima sopportabile dalla struttura}}{\text{Azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione}}$$

Nel caso in cui l'edificio manifesti **criticità** nei riguardi dei **meccanismi locali di collasso** (che si traducono in un indice di rischio sismico nello stato di fatto inferiore all'unità) sarà doveroso **intervenire per eliminare completamente tali carenze**; infatti, in presenza di vulnerabilità dal punto di vista locale, l'edificio non è in grado di manifestare un comportamento d'insieme.

Successivamente, la valutazione della sicurezza nei confronti delle sollecitazioni sismiche riguarderà la struttura nel suo insieme, per la determinazione dell'indice di rischio nello stato di progetto nel quale i meccanismi locali di collasso risultano impediti.

Il **miglioramento sismico di beni culturali esistenti di classe d'uso III**, come previsto dalle NTC2018, può essere volto al raggiungimento di un **coefficiente di sicurezza globale inferiore a 0.6**.

Si riporta quanto contenuto all'interno del § 8.4.2 delle NTC 2018:

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno $\zeta_E = 1,0$.

Si riporta inoltre quanto contenuto all'interno del § C8.4.2 della Circ. Espl.:

L'intervento di miglioramento è finalizzato a conseguire un aumento della sicurezza della costruzione.

In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale operando o variazioni di rigidità, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali. Ciò può avvenire, ad esempio, impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, eliminando i meccanismi di collasso locali o trasformandoli da fragili in duttili.

L'intervento di miglioramento può essere effettuato nei confronti anche soltanto di alcune categorie di azioni quali, indicativamente ma non esaustivamente, le azioni del vento, le azioni sismiche, le azioni gravitazionali, fermi restando gli obblighi indicati al § C.8.3.

Come specificato nel § 8.3 delle NTC, per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. Essa riguarderà necessariamente, oltre ai possibili meccanismi locali, la struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E definito dalle NTC e introdotto al § C.8.3 può essere minore dell'unità; in particolare, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E a seguito degli interventi di miglioramento deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II

Si riportano alcuni estratti della "Direttiva del Presidente del Consiglio dei ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni", DPCM 09/02/2011:

L'obiettivo è evitare opere superflue, favorendo quindi il criterio del minimo intervento, ma anche evidenziare i casi in cui sia opportuno agire in modo più incisivo. La valutazione delle azioni sismiche corrispondenti al raggiungimento di determinati stati limite consente infatti, da un lato di giudicare se l'intervento progettato è realmente efficace (dal confronto tra lo stato attuale e quello di progetto), dall'altro fornisce una misura del livello di sicurezza sismica del manufatto a valle dell'intervento (in termini di vita nominale). Da questa impostazione risulta che spesso è opportuno accettare consapevolmente un livello di rischio sismico più elevato rispetto a quello delle strutture ordinarie, piuttosto che intervenire in modo contrario ai criteri di conservazione del patrimonio culturale.

[...]

Per i beni di interesse culturale esposti ad azioni sismiche, fermo restando che è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza (comma 4 dell'art. 29 del D.lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio"; punto 8.4 delle NTC), appare comunque opportuno definire un livello di sicurezza sismica di riferimento, differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo è necessario definire:

[...]

La vita nominale di un bene culturale dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno; tuttavia, ciò porterebbe ad una verifica sismica gravosa e nel caso in cui gli interventi richiesti dovessero risultare troppo invasivi nei riguardi dell'opera, coerentemente con la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, il progetto potrà fare riferimento ad una vita nominale più breve. Questa vita nominale ridotta (**anche inferiore a 50 anni**) consentirà **comunque di certificare la sicurezza di un intervento meno invasivo, in quanto questo tutelerà la costruzione in termini probabilistici per un numero minore di anni.**

Ulteriori e più pesanti interventi potranno in tal modo essere posticipati nel tempo; **al termine della vita nominale una nuova verifica dovrà essere eseguita, e conseguentemente nuovi interventi potranno risultare necessari, ma sarà a quel punto possibile avvalersi dei progressi conoscitivi e tecnologici, in termini di conoscenza della pericolosità sismica, capacità di valutare la vulnerabilità della costruzione e disponibilità di tecniche di intervento meno invasive. La pericolosità sismica**

da usarsi per la prossima verifica dovrà ovviamente tenere conto del tempo che è passato; nel caso in cui la mappa di pericolosità disponibile dovesse essere ancora non dipendente dal tempo trascorso dall'ultimo terremoto significativo (modello poissoniano), nella definizione del periodo di riferimento si dovrà considerare anche il tempo trascorso dalla prima verifica. In occasione di questa seconda verifica potrebbe però non risultare possibile raggiungere i livelli richiesti dalla nuova vita nominale con interventi compatibili con la conservazione. In questo caso, come previsto dalle NTC per i beni tutelati, sarà ancora possibile limitarsi ad interventi di miglioramento, ma analogamente a quanto richiesto per i beni non tutelati quando non si raggiunge l'adeguamento, "il Progettista dovrà esplicitare, in un'apposita relazione, i livelli di sicurezza attuali o raggiunti con l'intervento e le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione" (punto 8.3 delle NTC).

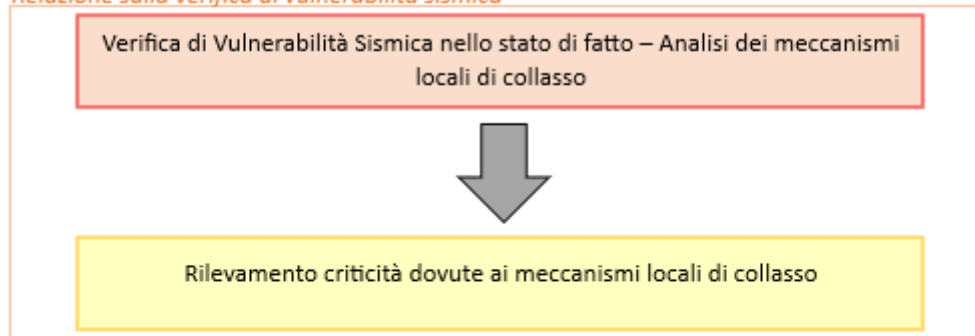
[...]

Coerentemente con il fatto che per un bene culturale non è prescritto il raggiungimento di un prefissato livello di sicurezza (**le NTC assumono che per le opere ordinarie l'adeguamento sismico sia conseguito assumendo $V_N \geq 50$ anni**), garantire l'intervento per una vita nominale minore significa **accettare di dover provvedere ad una nuova verifica entro tale termine, oltre a prevedere un idoneo programma di monitoraggio e, nei casi di edifici con funzione strategica o sociale, eventuali provvedimenti per garantire la sicurezza (limitazioni dell'accessibilità, sistemi di**

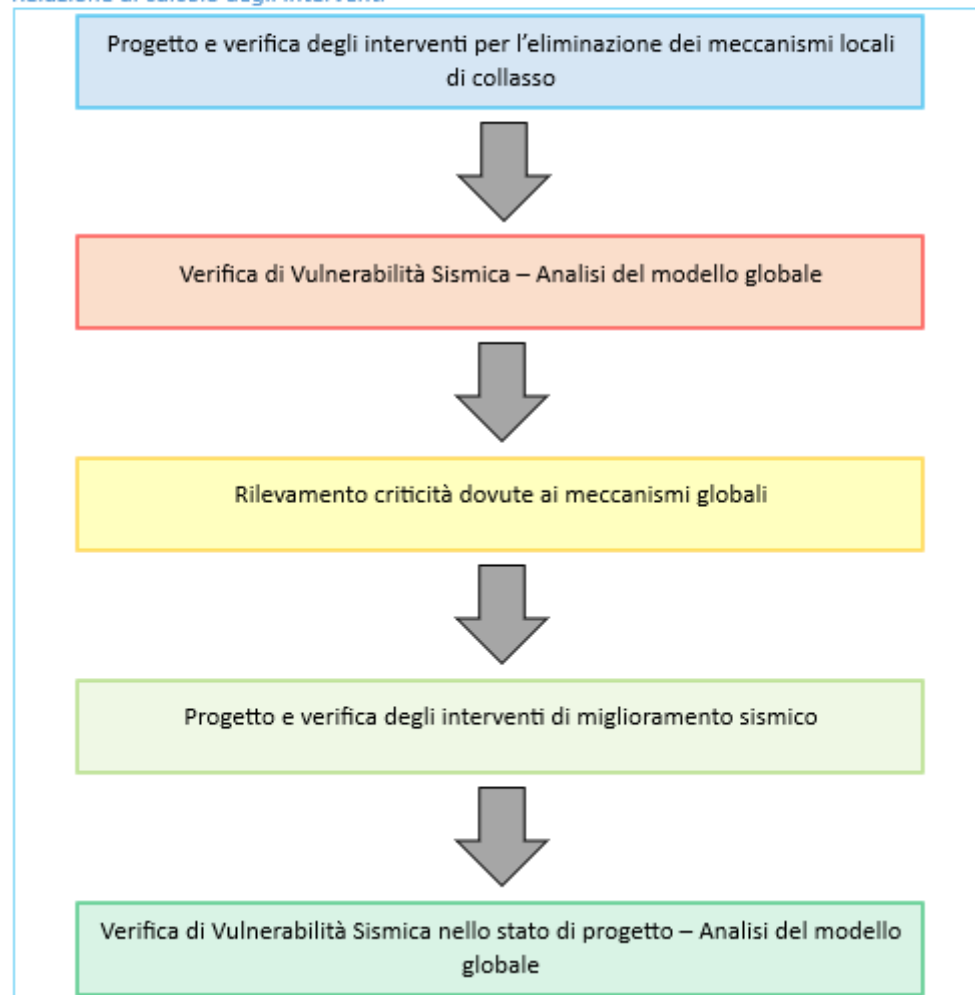
protezione per gli occupanti, ecc.). Secondo tale principio, valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono comunque considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato.

Si riporta di seguito lo schema di verifica utilizzato.

Relazione sulla verifica di vulnerabilità sismica



Relazione di calcolo degli interventi



Si riepiloga quindi il metodo di analisi per il bene tutelato in oggetto.

Meccanismi locali di collasso		
$\zeta_E < 1.0$	livello di sicurezza sismica NON ACCETTABILE	Necessari interventi di eliminazione dei meccanismi locali di collasso
$\zeta_E \geq 1.0$	livello di sicurezza sismica ACCETTABILE	Non necessari interventi di eliminazione dei meccanismi locali di collasso

Meccanismi globali		
$\zeta_E < 0.6$	livello di sicurezza sismica ACCETTABILE	Non necessari interventi di miglioramento o adeguamento sismico globale

20.2 ANALISI LV2 – MECCANISMI DI COLLASSO LOCALI

Date le caratteristiche dell'edificio esaminato, risulta necessario valutare la vulnerabilità dello stesso nei confronti dei meccanismi locali di collasso, i quali interessano porzioni della struttura: essi possono essere di vario tipo, ad esempio ribaltamento semplice di parete, ribaltamento del cantonale, flessione orizzontale/verticale di parete.

L'attivazione degli stessi avviene prevalentemente in seguito all'azione di forze perpendicolari al piano medio dei maschi murari, e la facilità con la quale essi si manifestano dipende da:

- qualità della tessitura muraria
- ammorsamento tra pareti
- qualità del collegamento tra gli impalcati e le murature
- presenza o meno di catene atte ad eliminare le spinte.

Ogni meccanismo locale di corpo rigido può essere descritto da un insieme di blocchi murari, che possono essere considerati indeformabili, tra loro collegati attraverso vincoli interni (sconnessioni, quali ad esempio cerniere o bielle, che lasciano liberi uno o più gradi di libertà relativi) ed elementi di connessione (rigidi o elastici, lisci o attritivi), che simulano l'eventuale presenza di catene metalliche, travi o ammorsamenti murari; sono inoltre presenti vincoli esterni che simulano il collegamento della porzione interessata dal meccanismo con il resto della costruzione.

Per le verifiche che seguono, l'insieme di tali vincoli deve essere tale da costituire una catena cinematica a un grado di libertà, il cui atto di moto può essere descritto da un parametro di spostamento (o rotazione) virtuale infinitesimo.

Le ipotesi adottate per modellare i meccanismi locali analizzati sono le seguenti:

- Resistenza a trazione della muratura nulla
- Scorrimento tra i blocchi assente
- Resistenza a compressione della muratura infinita

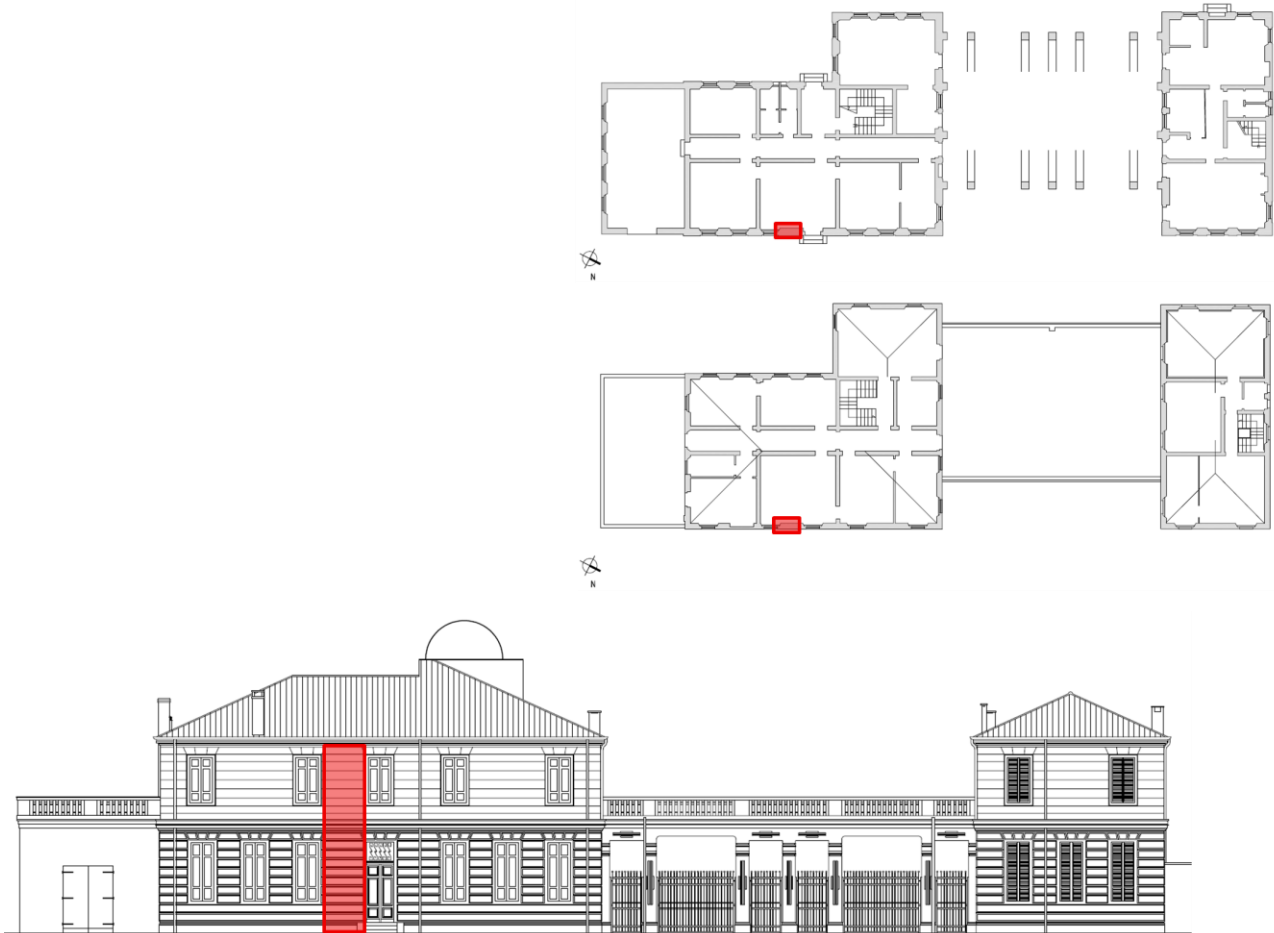
Nel calcolo dei meccanismi locali sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- Fattore di comportamento SLV $q (SLV) = 2,0$
- Fattore di comportamento allo SLD $q (SLD) = 1,0$
- Fattore di confidenza $FC = 1.35$

Qualora non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura e dell'arretramento della cerniera nel calcolo dei meccanismi, il fattore di confidenza associato ai meccanismi locali di collasso è cautelativamente quello relativo all'LC1 e quindi pari a $FC = 1.35$, come contenuto al § C8.7.1.2.1.3.

20.2.1 Ribaltamento semplice RB01

Si riporta l'analisi dei meccanismi locali di collasso in assenza di vincoli, nella configurazione attuale di solai non in grado di contrastare in maniera efficace tali meccanismi.



Pianta e prospetto del macroelemento analizzato

PARAMETRI GEOMETRICI MASCHIO						
	piano 1	piano 2	piano 3	piano 4	piano 5	piano 6
Larghezza maschio [m]	2.1	2.1				
Spessore maschio [m]	0.38	0.38				
Altezza piano [m]	5	4				

Dati geometrici maschio murario

CARICO ORIZZONTAMENTI						
Ψ_{21}	0.6	0.0	0.0	0.0	0.80	0.80
	Orizz 1 (Solaio)	Orizz 2 (copertura)	Orizz 3	Orizz 4	Orizz 5	Orizz 6
G1 [kN/mq]	0.4	0.1	0	0		
G2 [kN/mq]	2.5	1.8	0	0		
Q [kN/mq]	3	0.8	0	0		
G1+G2+ $\Psi\Sigma Q$ [kN/mq]	4.7	1.9	0	0	0	
Luce influenza solaio [m]	2.50	2.50	0.00	0.00	6	6
Area influenza solaio [mq]	5.25	5.25	0.00	0.00	0.00	0.00
appoggio su muratura	0.19	0.19	0.00	0	0	0

Carichi orizzontamenti

PARAMETRI SISMICI - SLD		PARAMETRI SISMICI - SLV	
Categoria suolo	C	Categoria suolo	C
Categoria topografica	T1	Categoria topografica	T1
q	1	q	2
S _s	1.5	S _s	1.5
S _T	1	S _T	1
S	1.5	S	1.5
a _g (PVR) [g]	0.042	a _g (PVR) [g]	0.094
F ₀	2.532	F ₀	2.631
T _C * [sec]	0.278	T _C * [sec]	0.346
η	1.00	η	1.00
C _c	1.602	C _c	1.490
C1	0.05	C1	0.05
T1	0.260	T1	0.260

Parametri sismici agli stati limite SLD e SLV

20.2.1.1 Ribaltamento attorno cerniera piano 0

VERIFICA DI RIBALTAMENTO ATTORNO ALLA CERNIERA DEL PIANO 0						
Pesi e Posizione baricentri pesi						
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Peso maschi [kN]	71.8	57.5	0.0	0.00	0	0
H _p [m]	2.5	7	9	9	9	9
X _p [m]	0.19	0.19	0	0	0	0
	O1	O2	O3	O4	O5	O6
Peso orizzontamenti [kN]	24.68	9.98	0.00	0.00	0.00	0.00
H _N [m]	5	9	9	9	9	9
X _N [m]	0.32	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00

Altezza complessiva parete [m]	9.00	[m]
--------------------------------	------	-----

M ribaltante	794.89 [kNm]
M stabilizzante	105.53 [kNm]
Moltiplicatore di collasso λ	0.133 [-]

SPOSTAMENTI VIRTUALI						
Parete	δ _{p1}	δ _{p2}	δ _{p3}	δ _{p4}	δ _{p5}	δ _{p6}
	0.278	0.778	1.000	1.000	1.000	1.000
	δ _{p1} *P1	δ _{p2} *P2	δ _{p3} *P3	δ _{p4} *P4	δ _{p5} *P5	δ _{p6} *P6
	19.95	44.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ _{p1} ² *P1	δ _{p2} ² *P2	δ _{p3} ² *P3	δ _{p4} ² *P4	δ _{p5} ² *P5	δ _{p6} ² *P6
5.54	34.76	0.00	0.00	0.00	0.00	
Solaio	δ _{o1}	δ _{o2}	δ _{o3}	δ _{o4}	δ _{o5}	δ _{o6}
	0.56	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	δ _{o1} *O1	δ _{o2} *O2	δ _{o3} *O3	δ _{o4} *O4	δ _{o5} *O5	δ _{o6} *O6
	13.71	9.98	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ _{o1} ² *O1	δ _{o2} ² *O2	δ _{o3} ² *O3	δ _{o4} ² *O4	δ _{o5} ² *O5	δ _{o6} ² *O6
7.62	9.98	0.00	0.00	0.00	0.00	

TIRANTI						
	T1	T2	T3	T4	T5	T6
	5	5	0	0	0	0
H [m]	5	9	9	9	9	9

Verifica SLV lineare		
$a^*_0 = \text{PGA}_{\text{capacità}}$	1.174	[m/s ²]
$a^*_s = \text{PGA}_{\text{domanda}}$	0.692	[m/s ²]
Verificata		
$a^*_{g,SLV}$	0.160	[g]
IR_{SLV}	1.697	

Verifica SLD lineare		
$a^*_0 = \text{PGA}_{\text{capacità}}$	1.174	[m/s ²]
$a^*_s = \text{PGA}_{\text{domanda}}$	0.618	[m/s ²]
Verificata		
$a_{g,SLD}$	0.080	[g]
IR_{SLD}	1.899	

20.2.1.2 Ribaltamento attorno cerniera piano 1

Pesi e Posizione baricentri pesi						
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Peso maschi [kN]	71.8	57.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Hp [m]	-2.50	2.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Xp [m]	0.19	0.19	0	0	0	0
	O1	O2	O3	O4	O5	O6
Peso orizzontamenti [kN]	24.68	9.98	0.00	0.00	0.00	0.00
H _N [m]	0.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
X _N [m]	0.32	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00
Altezza complessiva parete	4	[m]				
M ribaltante	154.81	[kNm]				
M stabilizzante	34.08	[kNm]				
Moltiplicatore di collasso λ	0.2201	[-]				
SPOSTAMENTI VIRTUALI						
	δp1	δp2	δp3	δp4	δp5	δp6
Parete	-0.63	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	δp1*P1	δp2*P2	δp3*P3	δp4*P4	δp5*P5	δp6*P6
	-44.89	28.73	0.00	0.00	0.00	0.00
	δp1 ² *P1	δp2 ² *P2	δp3 ² *P3	δp4 ² *P4	δp5 ² *P5	δp6 ² *P6
	28.05	14.36	0.00	0.00	0.00	0.00
Solaio	δo1	δo2	δo3	δo4	δo5	δo6
	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	δo1*O1	δo2*O2	δo3*O3	δo4*O4	δo5*O5	δo6*O6
	0.00	9.98	0.00	0.00	0.00	0.00
	δo1 ² *O1	δo2 ² *O2	δo3 ² *O3	δo4 ² *O4	δo5 ² *O5	δo6 ² *O6
0.00	9.98	0.00	0.00	0.00	0.00	
TIRANTI						
	T1	T2	T3	T4	T5	T6
	5	5	0	0	0	0
h	0.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00

Verifica SLV lineare		
Z	5.00	[m]
T1	0.260	[s]
Se(T1)	3.639	[m/s ²]
$\psi(Z)$	0.556	[-]
Υ	1.200	[-]
$a_{0,SLV} \max$	1.213	[m/s ²]
Verificata		
$a_{g,SLV} = PGA_{capacità}$	0.136	[g]
IR_{SLV}	1.445	

Verifica SLD lineare		
Z	5.00	[m]
T1	0.260	[s]
Se(T1)	1.565	[m/s ²]
$\psi(Z)$	0.556	[-]
Υ	1.200	[-]
$a_{0,SLD} \max$	1.04	[m/s ²]
Verificata		
$a_{g,SLD} = PGA_{capacità}$	0.071	[g]
IR_{SLD}	1.680	

20.2.1.3 Riepilogo

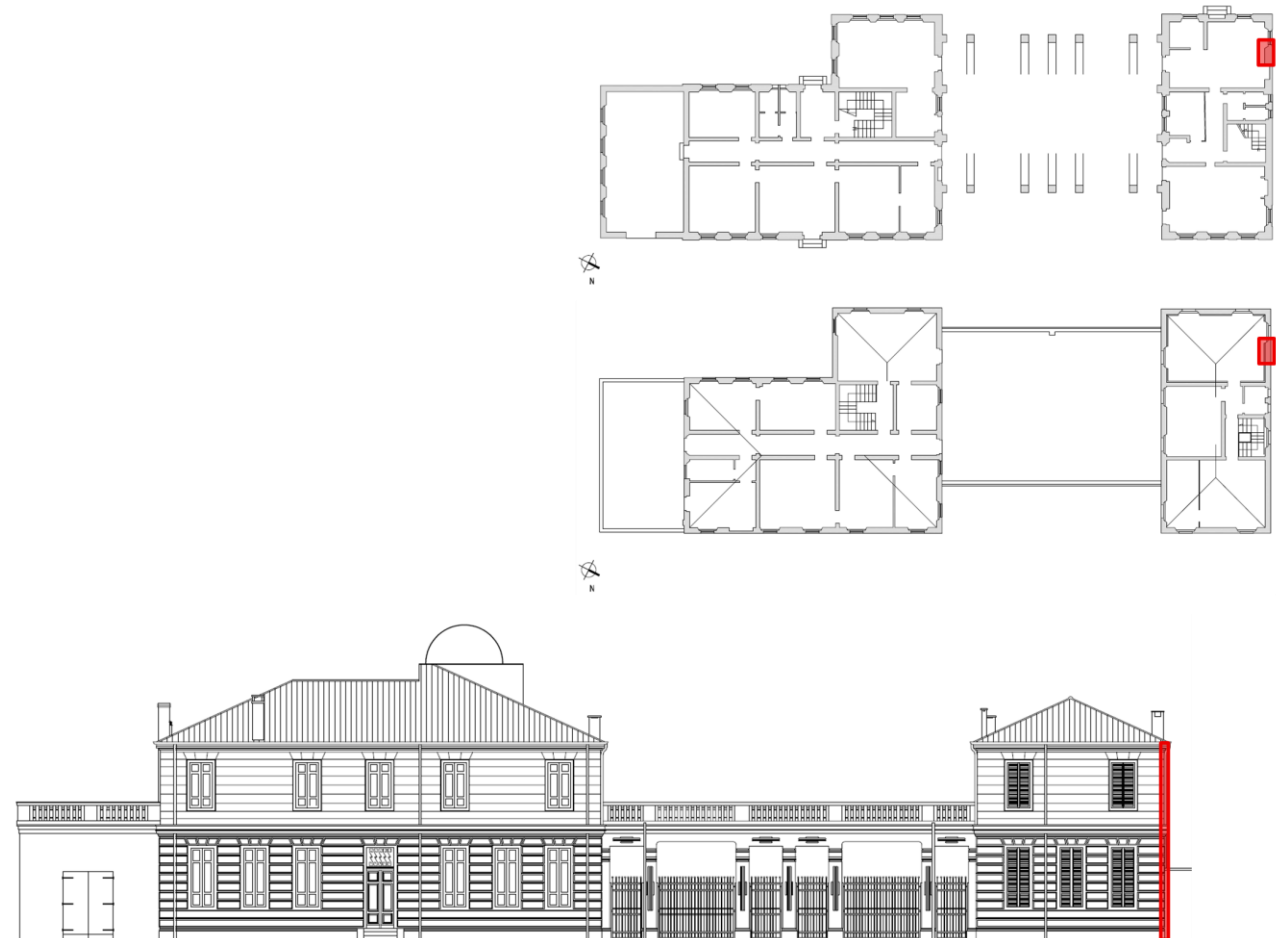
Si riporta di seguito il riepilogo degli indici di rischio relativi al meccanismo in esame.

quota Cerr	I.R.SLV	I.R.SLD
Piano 0	1.697	1.899
Piano 1	1.445	1.680

Riepilogo

20.2.2 Ribaltamento semplice RB02

Si riporta l'analisi dei meccanismi locali di collasso in assenza di vincoli, nella configurazione attuale di solai non in grado di contrastare in maniera efficace tali meccanismi.



Piante e prospetto del macroelemento analizzato

PARAMETRI GEOMETRICI MASCHIO						
	piano 1	piano 2	piano 3	piano 4	piano 5	piano 6
Larghezza maschio [m]	2.1	2.1				
Spessore maschio [m]	0.38	0.38				
Altezza piano [m]	5	4				

Dati geometrici maschio murario

CARICO ORIZZONTAMENTI						
Ψ_{21}	0.6	0.0	0.0	0.0	0.80	0.80
	Orizz 1 (Solaio)	Orizz 2 (copertura)	Orizz 3	Orizz 4	Orizz 5	Orizz 6
G1 [kN/mq]	0.4	1	0	0		
G2 [kN/mq]	0.5	2	0	0		
Q [kN/mq]	3	0.8	0	0		
G1+G2+ $\Psi\Sigma Q$ [kN/mq]	2.7	3	0	0	0	
Luce influenza solaio [m]	0.40	0.40	0.00	0.00	6	6
Area influenza solaio [mq]	0.84	0.84	0.00	0.00	0.00	0.00
appoggio su muratura	0.19	0.19	0.00	0	0	0

Carichi orizzontamenti

PARAMETRI SISMICI - SLD		PARAMETRI SISMICI - SLV	
Categoria suolo	C	Categoria suolo	C
Categoria topografica	T1	Categoria topografica	T1
q	1	q	2
S _s	1.5	S _s	1.5
S _T	1	S _T	1
S	1.5	S	1.5
a _g (PVR) [g]	0.042	a _g (PVR) [g]	0.094
F ₀	2.532	F ₀	2.631
T _C * [sec]	0.278	T _C * [sec]	0.346
η	1.00	η	1.00
C _c	1.602	C _c	1.490
C1	0.05	C1	0.05
T1	0.260	T1	0.260

Parametri sismici agli stati limite SLD e SLV

20.2.2.1 Ribaltamento attorno cerniera piano 0

VERIFICA DI RIBALTAMENTO ATTORNO ALLA CERNIERA DEL PIANO 0						
Pesi e Posizione baricentri pesi						
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Peso maschi [kN]	71.8	57.5	0.0	0.00	0	0
Hp [m]	2.5	7	9	9	9	9
Xp [m]	0.19	0.19	0	0	0	0
	O1	O2	O3	O4	O5	O6
Peso orizzontamenti [kN]	2.27	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00
H _N [m]	5	9	9	9	9	9
X _N [m]	0.32	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00

Altezza complessiva parete [m]	9.00	[m]
--------------------------------	------	-----

M ribaltante	615.76	[kNm]
M stabilizzante	96.08	[kNm]
Moltiplicatore di collasso λ	0.156	[-]

SPOSTAMENTI VIRTUALI						
	$\delta p1$	$\delta p2$	$\delta p3$	$\delta p4$	$\delta p5$	$\delta p6$
Parete	0.278	0.778	1.000	1.000	1.000	1.000
	$\delta p1 \cdot P1$	$\delta p2 \cdot P2$	$\delta p3 \cdot P3$	$\delta p4 \cdot P4$	$\delta p5 \cdot P5$	$\delta p6 \cdot P6$
	19.95	44.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\delta p1^2 \cdot P1$	$\delta p2^2 \cdot P2$	$\delta p3^2 \cdot P3$	$\delta p4^2 \cdot P4$	$\delta p5^2 \cdot P5$	$\delta p6^2 \cdot P6$
	5.54	34.76	0.00	0.00	0.00	0.00
Solaio	$\delta o1$	$\delta o2$	$\delta o3$	$\delta o4$	$\delta o5$	$\delta o6$
	0.56	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\delta o1 \cdot O1$	$\delta o2 \cdot O2$	$\delta o3 \cdot O3$	$\delta o4 \cdot O4$	$\delta o5 \cdot O5$	$\delta o6 \cdot O6$
	1.26	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\delta o1^2 \cdot O1$	$\delta o2^2 \cdot O2$	$\delta o3^2 \cdot O3$	$\delta o4^2 \cdot O4$	$\delta o5^2 \cdot O5$	$\delta o6^2 \cdot O6$
0.70	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00	

M*	10.96	Massa partecipante cinematico
e*	0.802	Fattore di massa partecipante
a* ₀	1.413	

TIRANTI						
	T1	T2	T3	T4	T5	T6
	5	5	0	0	0	0
H [m]	5	9	9	9	9	9

Verifica SLV lineare		
$a^*_0 = \text{PGA}_{\text{capacità}}$	1.413	[m/s ²]
$a^*_s = \text{PGA}_{\text{domanda}}$	0.692	[m/s ²]
Verificata		
$a^*_{g,SLV}$	0.192	[g]
IR_{SLV}	2.043	

Verifica SLD lineare		
$a^*_0 = \text{PGA}_{\text{capacità}}$	1.413	[m/s ²]
$a^*_s = \text{PGA}_{\text{domanda}}$	0.618	[m/s ²]
Verificata		
$a_{g,SLD}$	0.096	[g]
IR_{SLD}	2.287	

20.2.2.2 Ribaltamento attorno cerniera piano 1

Pesi e Posizione baricentri pesi						
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Peso maschi [kN]	71.8	57.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Hp [m]	-2.50	2.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Xp [m]	0.19	0.19	0	0	0	0
	O1	O2	O3	O4	O5	O6
Peso orizzontamenti [kN]	2.27	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00
H _N [m]	0.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
X _N [m]	0.32	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00
Altezza complessiva parete	4	[m]				
M ribaltante	124.99	[kNm]				
M stabilizzante	31.71	[kNm]				
Moltiplicatore di collasso λ	0.2537	[-]				
SPOSTAMENTI VIRTUALI						
Parete	δ _{p1}	δ _{p2}	δ _{p3}	δ _{p4}	δ _{p5}	δ _{p6}
	-0.63	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	δ _{p1} *P1	δ _{p2} *P2	δ _{p3} *P3	δ _{p4} *P4	δ _{p5} *P5	δ _{p6} *P6
	-44.89	28.73	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ _{p1} ² *P1	δ _{p2} ² *P2	δ _{p3} ² *P3	δ _{p4} ² *P4	δ _{p5} ² *P5	δ _{p6} ² *P6
28.05	14.36	0.00	0.00	0.00	0.00	
Solaio	δ _{o1}	δ _{o2}	δ _{o3}	δ _{o4}	δ _{o5}	δ _{o6}
	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	δ _{o1} *O1	δ _{o2} *O2	δ _{o3} *O3	δ _{o4} *O4	δ _{o5} *O5	δ _{o6} *O6
	0.00	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ _{o1} ² *O1	δ _{o2} ² *O2	δ _{o3} ² *O3	δ _{o4} ² *O4	δ _{o5} ² *O5	δ _{o6} ² *O6
0.00	2.52	0.00	0.00	0.00	0.00	
TIRANTI						
	T1	T2	T3	T4	T5	T6
	5	5	0	0	0	0
h	0.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00

Verifica SLV lineare		
Z	5.00	[m]
T1	0.260	[s]
Se(T1)	3.639	[m/s ²]
$\psi(Z)$	0.556	[-]
Υ	1.200	[-]
$a_{0,SLV} \max$	1.213	[m/s ²]
Verificata		
$a_{g,SLV} = PGA_{capacità}$	0.148	[g]
IR_{SLV}	1.576	

Verifica SLV lineare		
Z	5.00	[m]
T1	0.260	[s]
Se(T1)	3.639	[m/s ²]
$\psi(Z)$	0.556	[-]
Υ	1.200	[-]
$a_{0,SLV} \max$	1.213	[m/s ²]
Verificata		
$a_{g,SLV} = PGA_{capacità}$	0.148	[g]
IR_{SLV}	1.576	

20.2.2.3 Riepilogo

Si riporta di seguito il riepilogo degli indici di rischio relativi al meccanismo in esame.

quota Cerr	I.R.SLV	I.R.SLD
Piano 0	2.043	2.287
Piano 1	1.576	1.833

Riepilogo

20.2.3 Ribaltamento cantonale C01

Si riporta l'analisi dei meccanismi locali di collasso in assenza di vincoli, nella configurazione attuale di solai non in grado di contrastare in maniera efficace tali meccanismi.



Pianta e prospetto del cantonale analizzato

PARAMETRI GEOMETRICI MACROELEMENTO 1		
Spessore muratura t_1		0.38 [m]
Larghezza macroelemento L_1		1.25 [m]
Altezza macroelemento h_1		2.1 [m]
Diagonale cantonale d_1		0.54 [m]
Y_1		0.19 [m]
X_1		0.70 [m]
Altezza totale edificio H		9 [m]
Quota cerniera da fondazione		6.9 [m]
Numero di piani		2 [-]

PARAMETRI GEOMETRICI MACROELEMENTO 2		
Spessore muratura t_2		0.38 [m]
Larghezza macroelemento L_2		1.00 [m]
Altezza macroelemento h_2		2.10 [m]
Diagonale cantonale d_2		0.54 [m]
Y_2		0.55 [m]
X_2		0.19 [m]

Dati geometrici maschio murario

20.2.3.1 Ribaltamento attorno cerniera a quota 6.90 m

Arretramento cerniera [m]	0
---------------------------	---

N.B. cambiare il valore di FC se si usa arretramento cerniera

M ribaltante	41.98	[kNm]
M stabilizzante	18.02	[kNm]
Moltiplicatore di collasso λ	0.467	[-]

M*	2.22	[t]
e*	0.663	[-]
a ₀ *	5.119	[m/s ²]

Massa partecipante cinematismo, considero solo carichi verticali

Fattore di massa partecipante

Accelerazione spettrale di attivazione cinematismo a quota z

VERIFICA SLV LINEARE		
Altezza struttura totale	9	[m]
Z	6.90	[m]
Ψ (Z)	0.767	[-]
Numero piani	2	[-]
γ	1.200	[-]
T ₁	0.260	[sec]
Se(T)	3.639	[m/s ²]
a _{e,SLV} min	1.674	[m/s ²]
a _{e,SLV}	0.287	[g]
IR _{SLV}	3.058	VERIFICATA

T1 < TB	5.198
TB < T1 < TC	3.947
TC < T1 < TD	7.833
T1 > TD	59.575
	3.947

 < a₀*

VERIFICA SLD LINEARE		
Altezza struttura	9	[m]
Z	6.90	[m]
Ψ (Z)	0.767	[-]
Numero piani	2	[-]
γ coeff. Partecipazione modale	1.200	[-]
T ₁	0.260	[sec]
Se(T)	1.565	[m/s ²]
a _{e,SLD} min	1.440	[m/s ²]
a _{e,SLD}	0.149	[g]
IR _{SLD}	3.556	VERIFICATA

T1 < TB	5.522
TB < T1 < TC	3.798
TC < T1 < TD	6.510
T1 > TD	44.303
	3.798

 < a₀*

20.2.3.2 Riepilogo

Si riporta di seguito il riepilogo degli indici di rischio relativi al meccanismo in esame.

IR_{SLV}	3.058
IR_{SLD}	3.556

Riepilogo

20.2.4 Ribaltamento cantonale C02

Si riporta l'analisi dei meccanismi locali di collasso in assenza di vincoli, nella configurazione attuale di solai non in grado di contrastare in maniera efficace tali meccanismi.



Pianta e prospetto del cantonale analizzato

PARAMETRI GEOMETRICI MACROELEMENTO 1	
Spessore muratura t_1	0.38 [m]
Larghezza macroelemento L_1	1.45 [m]
Altezza macroelemento h_1	3.0 [m]
Diagonale cantonale d_1	0.54 [m]
Y_1	0.19 [m]
X_1	0.84 [m]
Altezza totale edificio H	9 [m]
Quota cerniera da fondazione	6.9 [m]
Numero di piani	2 [-]

PARAMETRI GEOMETRICI MACROELEMENTO 2	
Spessore muratura t_2	0.38 [m]
Larghezza macroelemento L_2	1.00 [m]
Altezza macroelemento h_2	3.00 [m]
Diagonale cantonale d_2	0.54 [m]
Y_2	0.55 [m]
X_2	0.19 [m]

Dati geometrici maschio murario

PARAMETRI SISMICI - SLD	
Categoria suolo	C
Categoria topografica	T1
q	1
S _s	1.500
S _T	1
S	1.50
a _g (PVR) [g]	0.042
F ₀	2.532
T _c * [sec]	0.278
η	1.00
C _c	1.602
C1	0.050

PARAMETRI SISMICI - SLV	
Categoria suolo	C
Categoria topografica	T1
q	2
S _s	1.500
S _T	1
S	1.50
a _g (PVR) [g]	0.094
F ₀	2.631
T _c * [sec]	0.346
η	1.00
C _c	1.490
C1	0.050

Parametri sismici agli stati limite SLD e SLV

AZIONI AGENTI SUL CUNEO	Peso proprio parete 1 (W1) [kN]	14.9		
	Peso proprio parete 2 (W2) [kN]	10.3		
	Carico verticale in testa al cantonale (P) [kN]	14.5		
	Spinta statica in direzione del ribaltamento (PH) [kN]	6		
	Carico verticale in testa parete 1 PV1 [kN]	1.4	0.0	0.0
	Carico verticale in testa parete 2 PV2 [kN]	0.96	0	0
	Tirante su parete 1 [kN]	1.0	0.7	T ₁₁ e T ₁₂
	Tirante su parete 2 [kN]	1.0	0.7	
	Spinta statica in testa alla parete 1 in direzione ortogonale (PH1) [kN]	0.5	0.4	P' _{H11} e P' _{H12}
	Spinta statica in testa alla parete 1 in direzione ortogonale (PH2) [kN]	0.0	0.0	

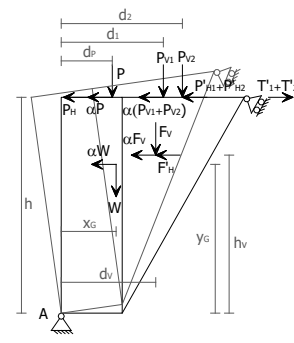
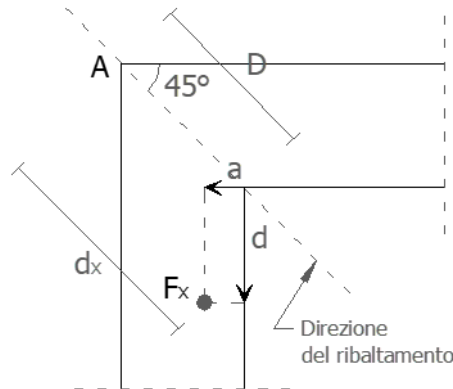


Fig. 1 - Schema di calcolo

PUNTI APPLICAZIONE AZIONI ORIZZONTALI AGENTI SUL CUNEO								
		W1	W2	P	PV1	PV1 ₂	PV1 ₃	PV2
coordinate punti di applicazione nel piano orizzontale	d [m]	0.32	-0.190	-0.19	0.43	0	0	-0.08
	a [m]	0.19	-0.17	0.19	0.08	0.00	0	-0.5
Braccio orizzontale applicazione forza [m]	Braccio orizzontale x rispetto alla cerniera A	0.63	0.52	0.27	0.78	0.54	0.54	0.83
applicazione carico travi principali								



20.2.4.1 Ribaltamento attorno cerniera a quota 6.00 m

Arretramento cerniera [m]	0
---------------------------	---

N.B. cambiare il valore di FC se si usa arretramento cerniera

M ribaltante	60.11	[kNm]
M stabilizzante	24.77	[kNm]
Moltiplicatore di collasso λ	0.452	[-]

M*	2.29	[t]	Massa partecipante cinematico, considero solo carichi verticali
e*	0.534	[-]	Fattore di massa partecipante
a_0^*	6.146	[m/s ²]	Accelerazione spettrale di attivazione cinematico a quota z

VERIFICA SLV LINEARE		
Altezza struttura totale	9	[m]
Z	6.00	[m]
ψ (Z)	0.667	[-]
Numero piani	2	[-]
γ	1.200	[-]
T_1	0.260	[sec]
Se(T)	3.639	[m/s ²]
$a_{s,SLV} \text{ min}$	1.456	[m/s ²]
$a_{s,SLV}$	0.397	[g]
IR_{SLV}	4.222	VERIFICATA

T1 < TB	5.198
TB < T1 < TC	3.947
TC < T1 < TD	7.833
T1 > TD	59.575
	3.947

 < a_0^*

VERIFICA SLD LINEARE		
Altezza struttura	9	[m]
Z	6.00	[m]
ψ (Z)	0.667	[-]
Numero piani	2	[-]
γ coeff. Partecipazione modale	1.200	[-]
T_1	0.260	[sec]
Se(T)	1.565	[m/s ²]
$a_{s,SLD} \text{ min}$	1.252	[m/s ²]
$a_{s,SLD}$	0.206	[g]
IR_{SLD}	4.909	VERIFICATA

T1 < TB	5.522
TB < T1 < TC	3.798
TC < T1 < TD	6.510
T1 > TD	44.303
	3.798

 < a_0^*
20.2.4.2 Riepilogo

Si riporta di seguito il riepilogo degli indici di rischio relativi al meccanismo in esame.

IR_{SLV}	4.222
IR_{SLD}	4.909

Riepilogo

20.2.5 Riepilogo indici di sicurezza dei meccanismi locali

Gli interventi previsti sugli orizzontamenti, descritti in precedenza, permettono di considerare la presenza di forze di ritegno che impediscono il manifestarsi dei meccanismi locali di collasso.

Gli stessi, come si è mostrato, risultano di conseguenza verificati, con indici di sicurezza superiori all'unità.

Si riporta di seguito un riepilogo degli indici.

ANALISI	TIPOLOGIA VERIFICA	INDICE DI SICUREZZA $\zeta_E = I_{PGA} = IS-V$	
		SLV	SLD
Cinematismo RB01	Ribaltamento	1.445	1.680
Cinematismo RB02	Ribaltamento	1.576	1.833
Cinematismo C01	Cantonale	3.058	3.556
Cinematismo C02	Cantonale	4.222	4.909

L'indice di sicurezza minimo per il fabbricato relativamente ai meccanismi locali risulta essere:

$$\zeta_E = I_{PGA} = 1.445$$

Le verifiche risultano **soddisfatte**.

20.3 ANALISI LV3 – MODELLO GLOBALE

20.3.1 Analisi Push-Over

20.3.1.1 Descrizione del modello

La struttura è stata modellata come allo stato attuale basandosi sul rilievo geometrico effettuato, inserendo le aperture di porte e finestre con le loro reali dimensioni; i diversi maschi sono collegati tra loro a livello dei solai con fasce di piano in muratura.

I carichi sono stati inseriti seguendo le orditure dei solai rilevate, e in alcuni casi si sono modellati alcuni elementi con l'unica funzione di distribuire in maniera corretta i carichi agenti.

In accordo con quanto indicato al §7.8.2.2, nella verifica dello SLC lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello sarà assunto pari a 0.5% dell'altezza del pannello nel caso di rottura per taglio, e pari a 1.0% dell'altezza del pannello nel caso di rottura per pressoflessione.

Nelle verifiche allo SLV si considera come spostamento ultimo i 3/4 dello spostamento allo SLC.

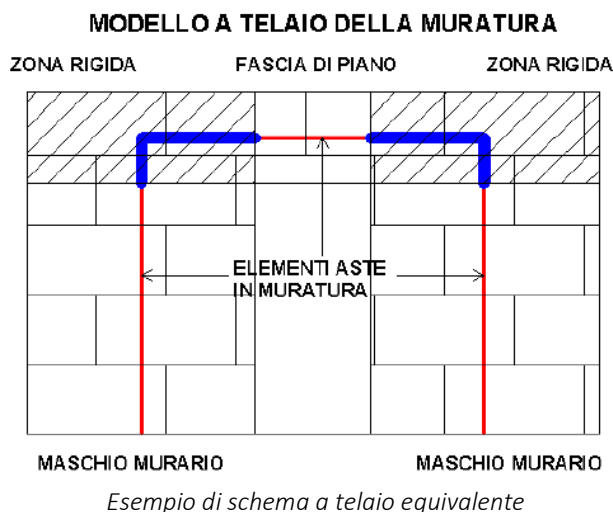
Quali azioni agenti ai fini della verifica degli elementi strutturali si sono considerati:

- Il peso proprio delle strutture;
- I sovraccarichi permanenti portati;
- I sovraccarichi accidentali;
- Le azioni sismiche orizzontali in direzione X;
- Le azioni sismiche orizzontali in direzione Y;

Il peso proprio delle strutture verticali è calcolato automaticamente dal programma. Il peso proprio degli orizzontamenti e le masse corrispondenti ai carichi permanenti e a ψ_{2i} volte i carichi accidentali sono state introdotte nel modello in modo automatico definendo i carichi distribuiti sui solai.

Gli elementi non strutturali, come le tamponature non portanti e le tramezze, sono stati rappresentati unicamente in termini di massa, considerandoli come carichi lineari e/o distribuiti applicati secondo la loro posizione, in linea con quanto previsto dalla normativa al §7.2.6 del DM 17.01.2018.

I **solai** sono stati modellati come carichi applicati. I carichi dei solai sono applicati mediante superfici di carico differenziando il sovraccarico permanente ed il sovraccarico variabile, e tali distribuzioni di carico consentono di riportare il carico direttamente sulle travi o direttamente sulle strutture portanti verticali in funzione dell'area di influenza. La rigidità di piano di tali elementi viene calcolata automaticamente dal programma di calcolo in funzione delle caratteristiche geometriche inserite.

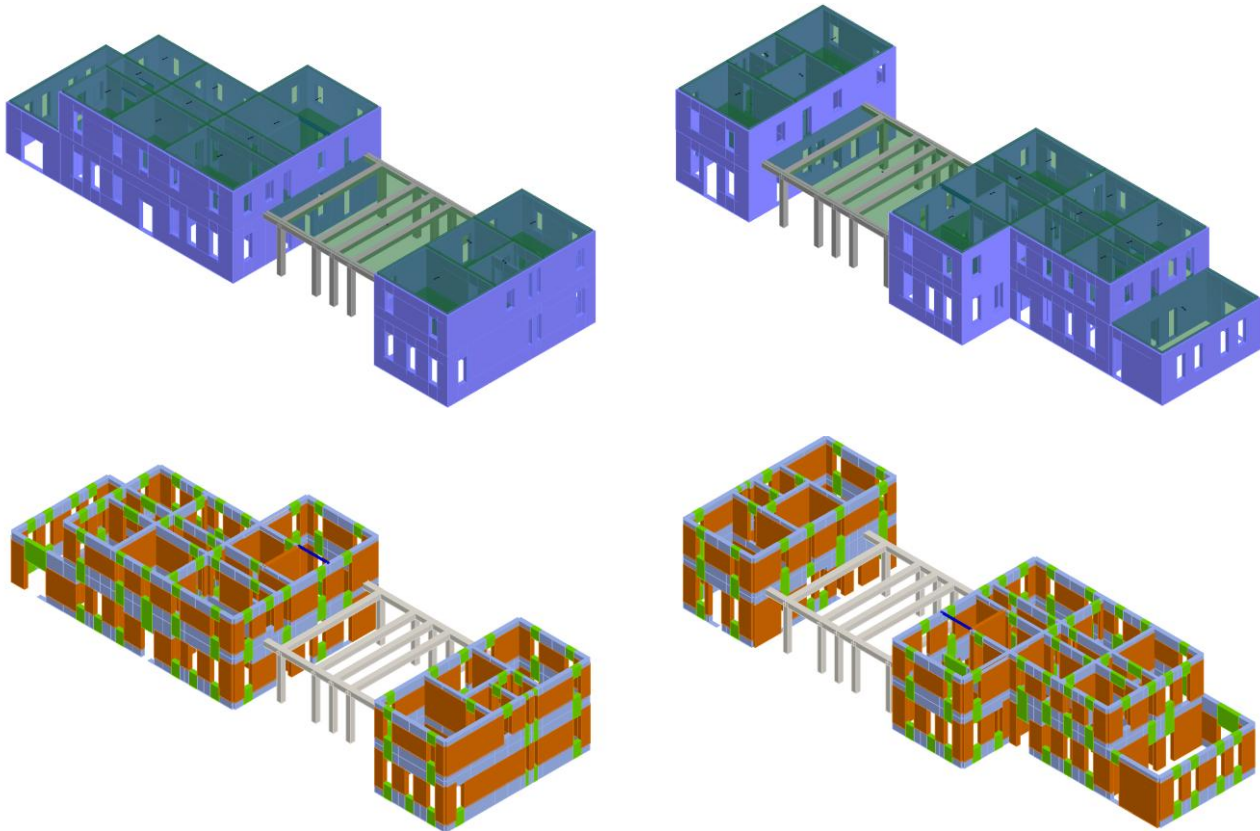


Si considera come **zero sismico** il piano di imposta delle pareti in **fondazione**.

Si considera la struttura come **incastrata** alla base.

La modellazione seguita considera l'inserimento di **cerchiature di piano** per considerare l'effetto del collegamento dei solai alle murature.

Di seguito alcune viste del modello di calcolo creato.

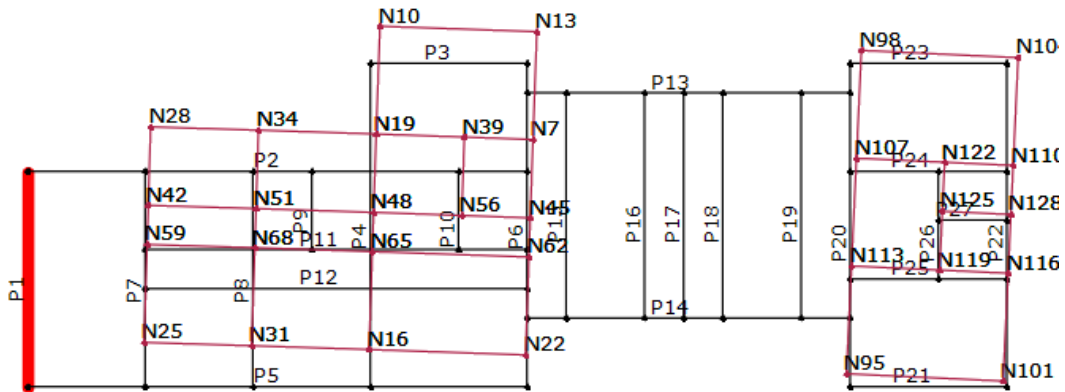


Viste del modello di calcolo

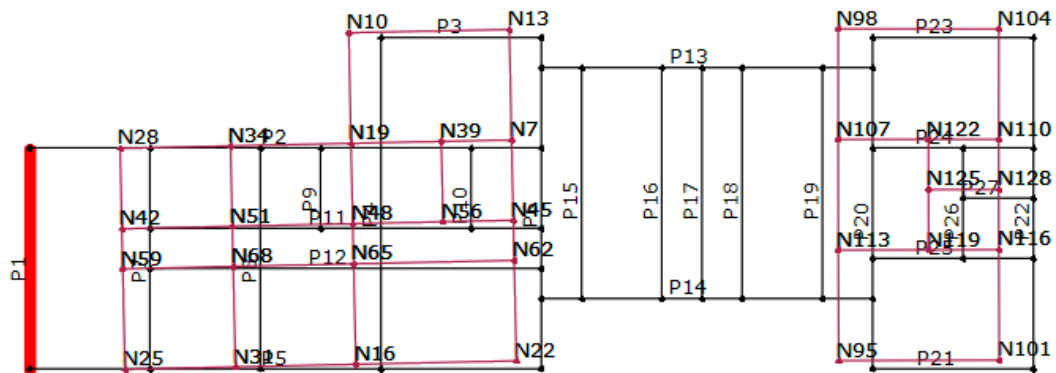
20.3.1.2 Determinazione dei modi di vibrare

Si riportano di seguito i modi di vibrare della struttura.

Attivo in pushover		Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
Dir. X	Dir. Y								
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1	0,18857	23.180	1,41	1.257.200	76,35	40	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	2	0,17371	1.514.974	92,00	48.763	2,96	147	0,01
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3	0,14908	48.751	2,96	248.426	15,09	7	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	4	0,10464	2.058	0,12	22.071	1,34	53	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	5	0,09750	11.120	0,68	614	0,04	279	0,02
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	6	0,08370	68	0,00	25.894	1,57	600	0,04
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	7	0,07718	5.430	0,33	15.183	0,92	4	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	8	0,06895	29.422	1,79	6.688	0,41	3.459	0,21
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	9	0,06423	6.469	0,39	4.180	0,25	17	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	0,05785	226	0,01	11.930	0,72	6.127	0,37
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	11	0,05150	1	0,00	2	0,00	629.832	38,25
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	12	0,05063	4	0,00	327	0,02	436.440	26,50
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	13	0,04890	241	0,01	14	0,00	20	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	14	0,04846	101	0,01	78	0,00	975	0,06
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	15	0,04641	32	0,00	546	0,03	24.298	1,48
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	16	0,04627	90	0,01	457	0,03	20.096	1,22
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	17	0,04560	29	0,00	3	0,00	75.288	4,57
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	18	0,04430	549	0,03	66	0,00	4.834	0,29
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	19	0,04344	6	0,00	39	0,00	170	0,01
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	20	0,04317	11	0,00	234	0,01	13.084	0,79



Modo principale dir. Y – 0.189 s, 76.35% massa



Modo principale dir. X – 0.174s, 92.00% massa

20.3.1.3 Verifica delle murature

Si è eseguita l'analisi Push-Over assumendo come spostamento di controllo quello medio tra i nodi presenti all'ultimo livello della struttura; si è ottenuta la tabella riassuntiva di output per tutte le analisi effettuate, riportate in seguito.

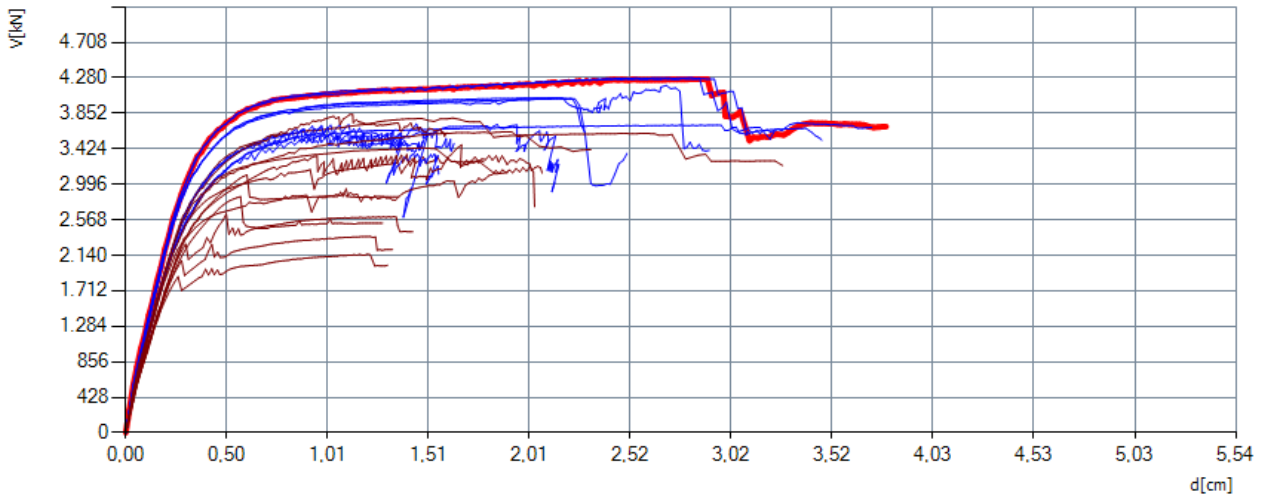


Grafico riassuntivo curve Push over

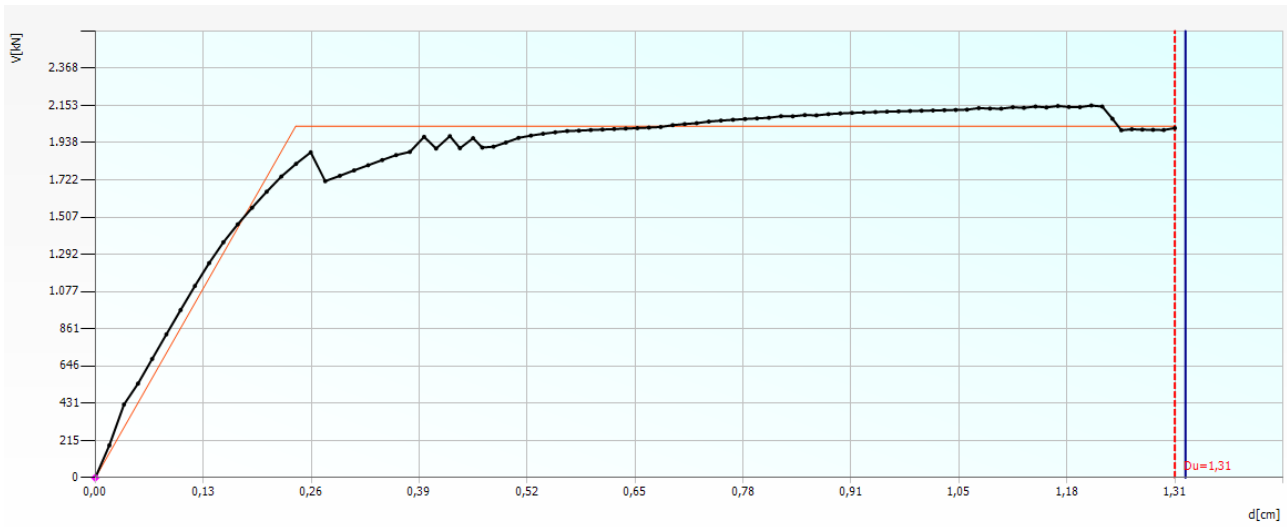
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	1,19	3,79	1,84	0,82	2,84	1,45	0,25	0,34	0,21	0,23	2,174	2,069	1,362	1,090
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	1,36	1,33	2,09	0,96	1,00	1,64	0,28	0,33	0,23	0,22	0,986	1,030	1,170	0,936
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	1,20	2,32	1,89	0,83	1,74	1,49	0,25	0,32	0,21	0,22	1,641	1,678	1,314	1,051
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	1,43	1,88	2,08	1,01	1,41	1,64	0,30	0,36	0,25	0,24	1,236	1,271	1,191	0,953
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	1,32	2,32	1,99	0,93	1,74	1,57	0,28	0,35	0,23	0,23	1,546	1,576	1,247	0,998
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	1,49	1,36	2,51	1,08	1,02	1,98	0,30	0,32	0,25	0,22	0,931	0,962	1,081	0,865
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	1,37	1,86	2,27	0,98	1,39	1,79	0,28	0,31	0,23	0,21	1,267	1,297	1,132	0,906
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	1,53	1,33	3,19	1,12	1,00	2,51	0,30	0,23	0,24	0,15	0,891	0,912	0,793	0,634
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	82,50	1,19	3,47	1,82	0,81	2,60	1,43	0,25	0,35	0,21	0,23	2,202	2,096	1,389	1,111
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-82,50	1,18	3,02	1,79	0,80	2,27	1,41	0,25	0,35	0,21	0,23	2,054	2,083	1,403	1,122
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	82,50	1,37	1,48	2,13	0,97	1,11	1,68	0,28	0,33	0,23	0,22	1,059	1,100	1,189	0,951
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-82,50	1,36	1,15	2,11	0,96	0,86	1,67	0,28	0,34	0,23	0,23	0,886	0,933	1,233	0,986
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	82,50	1,22	2,31	1,89	0,84	1,73	1,49	0,25	0,33	0,21	0,22	1,621	1,659	1,328	1,062
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-82,50	1,21	1,74	1,92	0,83	1,31	1,51	0,25	0,32	0,20	0,21	1,310	1,356	1,285	1,028
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	82,50	1,43	1,28	2,13	1,01	0,96	1,68	0,30	0,34	0,25	0,23	0,919	0,962	1,146	0,917
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-82,50	1,40	3,24	2,05	0,99	2,43	1,61	0,30	0,37	0,25	0,24	1,953	1,859	1,231	0,985
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	250,00	1,31	1,32	1,98	0,92	0,99	1,56	0,28	0,35	0,23	0,24	1,005	1,053	1,279	1,023
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-250,00	1,38	1,91	2,17	0,98	1,43	1,71	0,28	0,33	0,24	0,22	1,286	1,318	1,163	0,930
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	250,00	1,46	1,41	2,27	1,04	1,06	1,79	0,30	0,34	0,25	0,23	0,973	1,009	1,132	0,906
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-250,00	1,56	1,28	2,80	1,13	0,96	2,21	0,31	0,32	0,26	0,22	0,857	0,883	1,051	0,840
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	250,00	1,31	3,28	2,07	0,92	2,46	1,63	0,27	0,34	0,22	0,22	1,930	1,837	1,260	1,008
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-250,00	1,46	2,04	2,47	1,05	1,53	1,95	0,29	0,35	0,24	0,23	1,308	1,330	1,191	0,953
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	250,00	1,50	1,43	2,87	1,09	1,07	2,26	0,29	0,24	0,24	0,16	0,965	0,989	0,857	0,686
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-250,00	1,58	1,31	3,53	1,17	0,98	2,78	0,33	0,24	0,24	0,16	0,853	0,870	0,835	0,668

Dalle tabelle si individuano i minimi indicatori di sicurezza sismica per la struttura per i diversi stati limite:

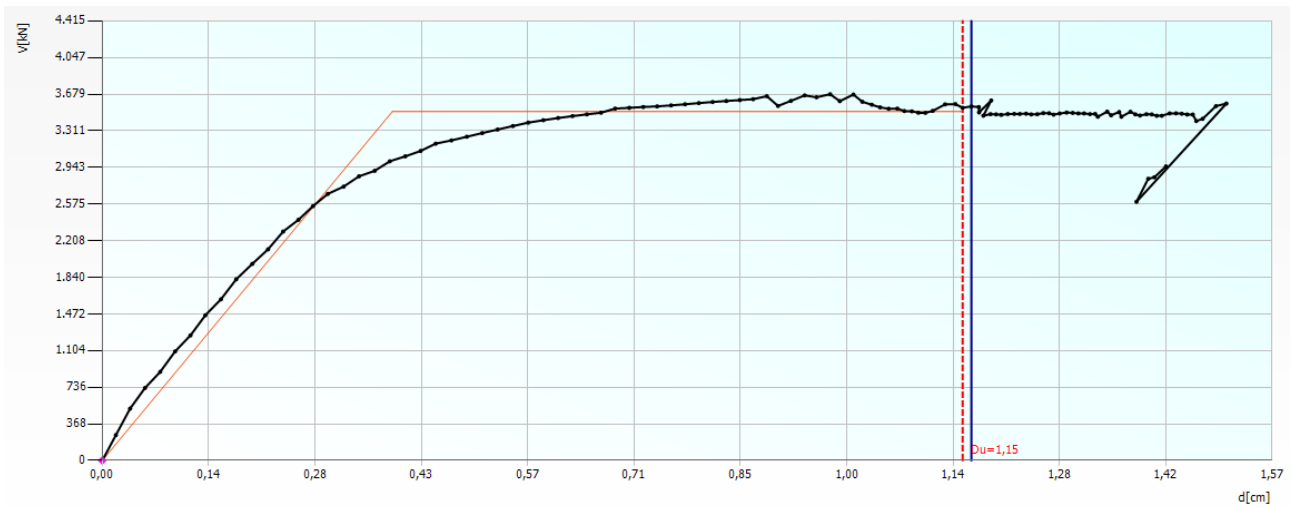
<i>Direzione X</i>	
Stato Limite di Collasso	$\alpha_{SLC} = 0.886$
Stato Limite di Salvaguardia della Vita	$\alpha_{SLV} = 0.933$
Stato Limite di Danno	$\alpha_{SLD} = 1.233$
Stato Limite di Operatività	$\alpha_{SLO} = 0.986$

<i>Direzione Y</i>	
Stato Limite di Collasso	$\alpha_{SLC} = 0.853$
Stato Limite di Salvaguardia della Vita	$\alpha_{SLV} = 0.870$
Stato Limite di Danno	$\alpha_{SLD} = 0.835$
Stato Limite di Operatività	$\alpha_{SLO} = 0.668$

Si riporta ora il dettaglio della curva relativa alla **Combinazione 24** (condizione peggiore in direzione Y).



Si riporta ora il dettaglio della curva relativa alla **Combinazione 12** (condizione peggiore in direzione X).



Come si nota, l'analisi poc'anzi esposta è stata interrotta ragionevolmente per ottenere risultati più realistici.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti dalle verifiche sismiche sul fabbricato per la **combinazione 24**, ovvero la condizione più gravosa in termini assoluti.

Dettaglio verifiche

SLC

Dmax 1,58 [cm] > Du 1,31 [cm]
q* 3,53 <= 4
La verifica NON è soddisfatta
Spostamento limite raggiunto

SLV

Dmax 1,17 [cm] > Du 0,98 [cm]
q* 2,78 <= 3
La verifica NON è soddisfatta

SLD

Dmax 0,33 [cm] > Du 0,24 [cm]
La verifica NON è soddisfatta
Raggiungimento del limite elastico della bilineare

SLO

Dmax 0,24 [cm] > Du 0,16 [cm]
La verifica NON è soddisfatta

Parametri di Analisi

T* [s]	0,243
m* [kg]	1254726
w [kN]	19414
M [kg]	1978983
m*/M [%]	63,403
Γ	1,23
F*y [kN]	1657
d*y [cm]	0,2
d*u [cm]	1,06

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLC	937	1462	0,6409	1,5247	1,7864	0,8535
SLV	489	712	0,6868	1,2207	1,4023	0,8705
SLD	46	75	0,6133	0,5220	0,6254	0,8346
SLO	17	45	0,3778	0,3468	0,5194	0,6676

Mostra PGA su roccia
Dettagli i

L'indice di sicurezza minimo per il fabbricato relativamente al modello globale risulta essere:

$$\zeta_E = I_{PGA} = 0.870$$

(Combinazione 24 – Combinazione SLV)

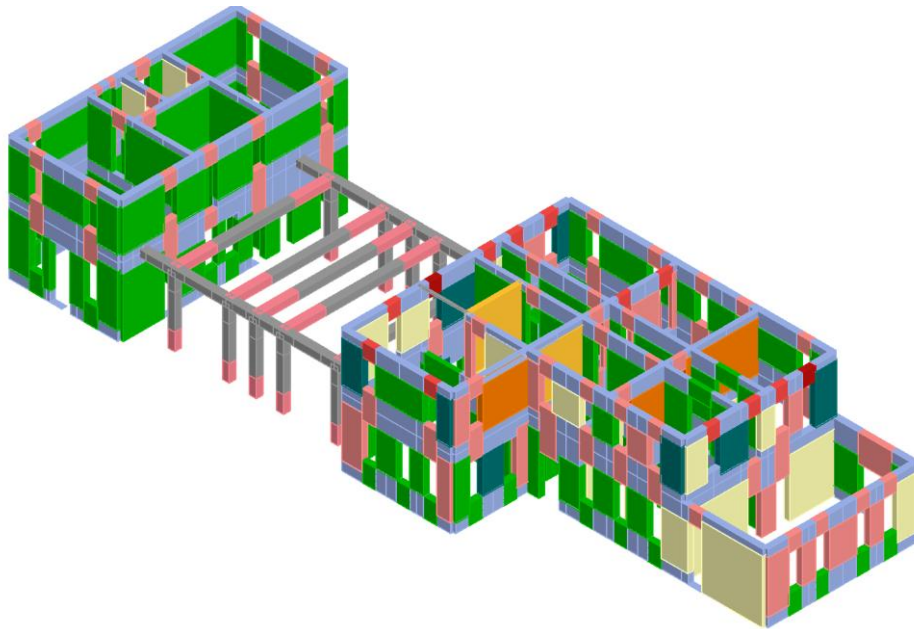
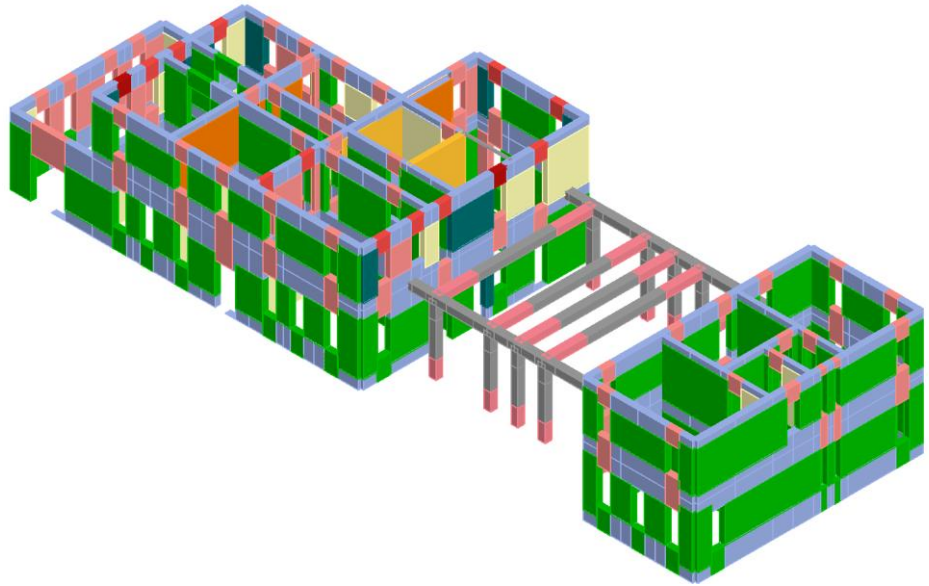
Dall'analisi non lineare, si è inoltre potuto ricavare, in base al comportamento dissipativo dell'edificio, un fattore di struttura pari a:

$$q = 3.53 \text{ per lo SLC}$$

$$q = 2.78 \text{ per lo SLV}$$

Si riportano di seguito le viste tridimensionali del modello di calcolo con riportato lo stato di verifica dei singoli elementi in corrispondenza dello spostamento D_u ottenuto dall'analisi più gravosa.

Muratura	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente plasticità
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Crisi grave
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura in fase elastica
<input checked="" type="checkbox"/>	Elemento non efficace
C.A.	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio (armatura diagonale ca...
Acciaio	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Elemento non efficace
<input checked="" type="checkbox"/>	Ritorno in fase elastica



Viste stato di danno modello di calcolo

21 ATTRIBUZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA

I risultati delle verifiche nello **stato di progetto** tengono conto delle condizioni più gravose tra quelle osservate.

Indice di sicurezza SLV

$$I_{PGA} = \frac{PGA_C}{PGA_D} = \frac{1.2207}{1.4023} = 0.870$$

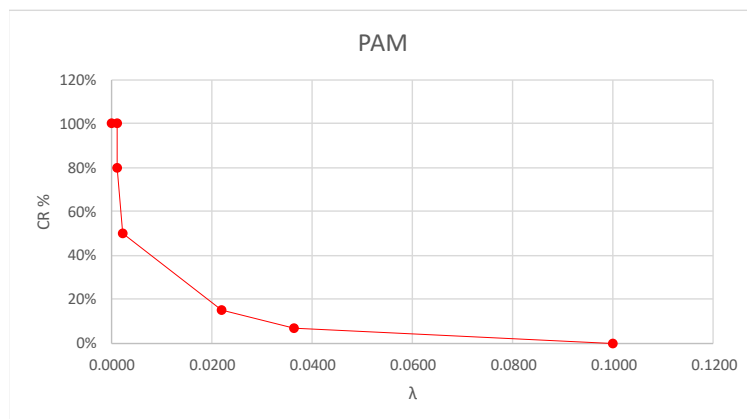
21.1 CLASSE IS-V E PAM

Si riportano, sulla base dei risultati delle analisi effettuate, la classe di sicurezza sismica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (IS-V) e della Perdita Economica Attesa (PAM).

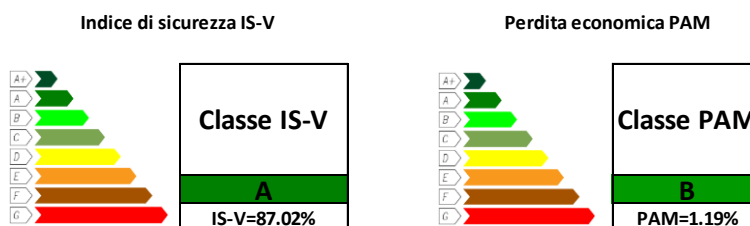
Classe IS-V			
Stato Limite	PGA _C [g]	PGA _D [g]	IS-V (PGA _C /PGA _D)
SLV	0.1244	0.1430	0.870

Classe PAM			
Stato Limite	CR (%)	T _{RC} (SL)	λ _{SL} =1/T _{RC} (SL)
SLR	100%	998	0.0010
SLC	80%	998	0.0010
SLV	50%	489	0.0020
SLD	15%	46	0.0217
SLO	7%	28	0.0363
SLID	0%	10	0.1000

(λ _{SLID} -λ _{SLO})(CR% _{SLO} +CR% _{SLID})/2	0.22%
(λ _{SLO} -λ _{SLD})(CR% _{SLD} +CR% _{SLO})/2	0.16%
(λ _{SLD} -λ _{SLV})(CR% _{SLV} +CR% _{SLD})/2	0.64%
(λ _{SLV} -λ _{SLC})(CR% _{SLC} +CR% _{SLV})/2	0.07%
λ _{SLC} *CR% _{SLR}	0.10%
Indice di sicurezza PAM	1.19%



RIEPILOGO



22 VERIFICA FONDAZIONALE

La verifica delle fondazioni è contenuta all'interno della relazione geotecnica, alla quale si rimanda.

23 COMMENTI SUGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Si è fatto riferimento alla Tab. C8.7.6.3.I della Circ. Espl. Nr. 7 del 21 gennaio 2019, di cui si riporta un estratto:

Tabella C8.7.6.3.I - Raccomandazioni per la valutazione e l'adeguamento di componenti non strutturali esistenti e per l'ancoraggio di componenti non strutturali di nuova installazione al variare della zona sismica

Componente	Vulnerabilità ⁵	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone ⁶				Ancoraggi se nuovi nelle zone ^{7/8}			
<i>Gas per uso medico</i>											
Seratoi di ossigeno	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Bombole di azoto	Molto alta	Alta	Molto basso	1	2	3	4	1	2	3	4
<i>Impianto elettrico d'emergenza</i>											
Batterie per la corrente elettrica d'emergenza	Molto alta	Alta	Molto basso	1	2	3	4	1	2	3	4
Generatore della elettrico d'emergenza	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Batterie per i generatori di corrente elettrica d'emergenza	Media	Alta	Molto basso	1	2	3		1	2	3	
<i>Ascensori</i>											
Guide dell'ascensore	Molto alta	Alta	Medio-alto	1	2			1	2	3	4
Motori e generatori dell'ascensore	Medio-alta	Alta	Medio	1				1	2	3	
Pannelli elettrici e di controllo dell'ascensore	Variabile	Alta	Basso	1	2			1	2	3	
<i>Apparecchiature per la comunicazione</i>											
Computer e schermi nei "call centers" d'emergenza	Medio-alta	Medio-alta	Molto basso	1	2	3		1	2	3	4
Armadietti non ancorati che supportano le apparecchiature telefoniche per i "call centers" d'emergenza	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Interruttori e pannelli da muro dell'impianto telefonico dei "call centers" d'emergenza	Bassa	Alta	Medio					1	2	3	
<i>Apparecchiature e rifornimenti medici</i>											
Scaffali per stoccaggio di medicinali e altri importanti materiali medici di scorta	Alta	Alta	Basso	1	2			1	2	3	
Apparecchiature mediche	Variabile	Alta	Variabile	1	2			1	2	3	
<i>Componenti fissati al pavimento o sul tetto⁹</i>											
Caldie	Media	Medio-alta	Basso	1	2			1	2	3	
Cabine contenenti i trasformatori elettrici	Bassa	Alta	Medio-basso	1				1	2	3	
Tipici componenti da installarsi sul pavimento o sul tetto montati su isolatori per le	Medio-alta	Media	Medio-basso	1	2			1	2	3	

Componente	Vulnerabilità ⁵	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone ⁶				Ancoraggi se nuovi nelle zone ^{7,8}			
vibrazioni											
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento >1.6, componenti soggetti al ribaltamento	Alta	Media	Basso	1	2			1	2	3	
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento tra 1 e 1.6.	Media	Media	Basso	1	2			1	2	3	
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento < 1	Media	Media	Basso	1	2			1	2		
Pedane d'appoggio	Medio-bassa	Variabile	Medio-alto					1	2		
<i>Sistemi di distribuzione</i>											
Tubature sospese nei sistemi critici con un diametro nominale >200 mm e su attacchi lunghi più di 500 mm	Media	Alta	Medio	1	2			1	2	3	
Tubature sospese di diametro nominale >100 mm e attacchi lunghi più di 300 mm	Medio-bassa	Medio-alta	Medio					1	2		
Condotto per gli impianti di riscaldamento, ventilazione, e condizionamento d'aria	Bassa	Medio-alta	Medio					1			
Componenti dell'impianto elettrico come condotti contenenti i cavi e piattaforme di sostegno dei condotti per la distribuzione dell'energia elettrica	Bassa	Alta	Medio					1			
<i>Componenti architettonici</i>											
Soffitto sospeso o a pannelli	Bassa	Medio-bassa	Medio					1			
Lampadari su controsoffitti	Bassa	Media	Medio-basso	1				1	2		
Tamponamenti interni non armati in muratura	Media	Media	Molto alto					1	2		
Muri esterni di mattoni non rinforzati	Media	Media	Molto alto					1	2		
<i>Sostanze Pericolose</i>											
Tamponamenti e altri componenti in aree con materiale biologico o infettivo	Variabile	Alta	Variabile	1	2	3	4	1	2	3	4
Aree con stoccaggio o uso di materiale pericolosi di tipo chimico, nucleare o biologico	Variabile	Alta	Variabile	1	2	3	4	1	2	3	4

Nella tabella sopra riportata si sono evidenziate le caselle relazionabili al caso in esame (secondo zona sismica di appartenenza) riportanti gli elementi che dovranno essere verificati secondo disciplina impiantistica, e ancorati adeguatamente per sopperire a eventuali carenze secondo normativa.

Per l'edificio in esame si ritiene **non vi siano elementi non strutturali che debbano essere valutati.**

Si ribadisce inoltre che per eventuali pareti in falso non strutturali si segue quanto riportato all'interno della Tab. C8.7.6.3.I di cui si riporta un estratto:

Componente	Vulnerabilità ⁵	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone ⁶				Ancoraggi se nuovi nelle zone ^{2,5}			
				1	2	3	4	1	2	3	4
vibrazioni											
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento >1.6, componenti soggetti al ribaltamento	Alta	Media	Basso	1	2			1	2	3	
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento tra 1 e 1.6.	Media	Media	Basso	1	2			1	2	3	
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento < 1	Media	Media	Basso	1	2			1	2		
Pedane d'appoggio	Medio-bassa	Variabile	Medio-alto					1	2		
<i>Sistemi di distribuzione</i>											
Tubature sospese nei sistemi critici con un diametro nominale >200 mm e su attacchi lunghi più di 500 mm	Media	Alta	Medio	1	2			1	2	3	
Tubature sospese di diametro nominale >100 mm e attacchi lunghi più di 300 mm	Medio-bassa	Medio-alta	Medio					1	2		
Condotto per gli impianti di riscaldamento, ventilazione, e condizionamento d'aria	Bassa	Medio-alta	Medio					1			
Componenti dell'impianto elettrico come condotti contenenti i cavi e piattaforme di sostegno dei condotti per la distribuzione dell'energia elettrica	Bassa	Alta	Medio					1			
<i>Componenti architettonici</i>											
Soffitto sospeso o a pannelli	Bassa	Medio-bassa	Medio					1			
Lampadari su controsoffitti	Bassa	Media	Medio-basso	1				1	2		
Tamponamenti interni non armati in muratura	Media	Media	Molto alto					1	2		
Muri esterni di mattoni non rinforzati	Media	Media	Molto alto					1	2		
<i>Sostanze Pericolose</i>											
Tamponamenti e altri componenti in aree con materiale biologico o infettivo	Variabile	Alta	Variabile	1	2	3	4	1	2	3	4
Aree con stoccaggio o uso di materiale pericolosi di tipo chimico, nucleare o biologico	Variabile	Alta	Variabile	1	2	3	4	1	2	3	4

⁶Le raccomandazioni si basano sulle osservazioni dei danni dei terremoti passati e sull'ipotesi di vulnerabilità, importanza e costi di adeguamento per sistemi tipici.

Sulla base di quanto riportato in normativa e sulla base del delicato contesto storico-vincolato nel quale si opera, si sono seguite tali raccomandazioni, che come riportato all'interno della normativa "[...] si basano sulle osservazioni dei danni dei terremoti passati e sull'ipotesi di vulnerabilità, importanza e costi di adeguamento per sistemi tipici."

24 CONCLUSIONI ANALISI DEL QUADRO FESSURATIVO

In seguito alle indagini ed ai sopralluoghi in situ **non** sono stati rilevati particolari fenomeni deformativi.

Il quadro fessurativo, inoltre, **non** dà sintomi di passati meccanismi e/o cedimenti già avvenuti, né tantomeno di incipienti cinematismi in atto.

Tuttavia, in fase di cantiere sarà comunque possibile

- **Cucire le lesioni** eventualmente presenti mediante interventi di, ad esempio,
 - scuci-cuci,
 - iniezioni di miscele leganti,
 - inserimento di helical-bar;
- **Eliminare i vuoti e le discontinuità** eventualmente presenti nello spessore murario mediante interventi di, ad esempio,
 - scuci-cuci,
 - iniezioni di miscele leganti;
- **Ripristinare la muratura degradata** eventualmente presente mediante interventi di, ad esempio,
 - scuci-cuci,
 - iniezioni di miscele leganti;
- Procedere ad una **legatura di piano dei solai** per garantire un comportamento sismico d'insieme ottimale per
 - eliminare i meccanismi locali,
 - far lavorare assieme le murature longitudinali e ortogonali.

Tali interventi, ovviamente da concordare/condividere con la competente SBPA, risultano infatti necessari per il corretto restauro e conservazione del bene storico.

25 LAVORAZIONI PER STRALCI

Nessun intervento può in alcun modo peggiorare lo stato di fatto degli edifici comportando nel corso delle lavorazioni la nascita di una configurazione di vulnerabilità maggiore rispetto a quella che lo contraddistingue attualmente.

Durante l'esecuzione degli interventi atti a migliorare le caratteristiche di un edificio esistente, l'edificio si trova in condizioni "transitorie" a causa

- degli intervalli tecnici di realizzazione,
- degli intervalli gestionali di amministrazione,
- della scelta di procedere con lavorazioni per stralci.

Tali condizioni transitorie sono caratterizzate dalla presenza soltanto parziale degli elementi di rinforzo previsti, delineando una situazione intermedia la cui vulnerabilità non può essere maggiore rispetto a quella che si ha nello stato di fatto.

Come riportato all'interno degli elaborati progettuali, le lavorazioni strutturali avverranno per stralci funzionali.

Il primo stralcio, oggetto della presente, riguarda le porzioni di seguito evidenziate in colore rosso.



Lavorazioni per stralci

Nel caso in esame, le principali vulnerabilità del fabbricato sono relative

- alle criticità dal punto di vista statico con i carichi da progetto e le future destinazioni d'uso,
- alle criticità dal punto di vista sismico in relazione ai meccanismi locali di collasso.

Procedere con le lavorazioni per stralci nella sola parte evidenziata in colore rosso in precedenza **non peggiora** in alcun modo **le vulnerabilità del fabbricato**. Infatti

- dal punto di vista statico, gli interventi nella sola porzione evidenziata in precedenza non peggiorano in alcun modo le caratteristiche globali dell'edificio. La porzione che non è oggetto di intervento, invece, non verrà utilizzata, e manterrà le caratteristiche dello stato di fatto.
- dal punto di vista sismico, gli interventi nella sola porzione evidenziata in precedenza non peggiorano in alcun modo le caratteristiche globali dell'edificio, ed anzi le migliorano. La vulnerabilità sismica, come già esposto, è determinata dai meccanismi locali di collasso, e gli interventi previsti nella porzione in evidenza impediscono il formarsi dei meccanismi locali di collasso in quella zona, senza alterare in alcun modo lo schema sismo-resistente a livello globale.

26 CONCLUSIONI

26.1 STATICA

Le conclusioni di seguito riportate valgono per la porzione interessata dalle lavorazioni, così come riportato all'interno degli elaborati grafici.

Analoghe considerazioni potranno farsi a seguire, nella configurazione finale complessiva dell'intervento di miglioramento sismico complessivo dell'edificio.

- Il **livello di conoscenza** raggiunto con le indagini effettuate e con la documentazione a disposizione è **LC3** (Fattore di confidenza $FC=1$);
- **A seguito degli interventi** previsti a progetto, gli **orizzontamenti in legno** e le **coperture** risultano **adeguati alle azioni verticali statiche** ottenute considerando i sovraccarichi Q_k previsti da normativa ed i carichi permanenti così come previsto nello stato di progetto, ed il carico da neve;
- **A seguito degli interventi** previsti a progetto, gli **orizzontamenti in calcestruzzo** risultano **adeguati alle azioni verticali statiche** ottenute considerando i seguenti sovraccarichi:

Permanente portato massimo distribuito $G_2 = 2.00 \text{ kN/mq}$ (200 kg/mq)

Carico accidentale massimo distribuito $Q_{acc} = 2.00 \text{ kN/mq}$ (200 kg/mq)

Carico neve distribuito $Q_{neve} = 0.80 \text{ kN/mq}$ (80 kg/mq)

- Le **murature verticali** analizzate risultano **adeguate alle azioni verticali statiche** ottenute considerando i sovraccarichi Q_k previsti da normativa ed i carichi permanenti così come previsto nello stato di progetto, ed il carico da neve;
- Le **fondazioni** analizzate risultano **adeguate alle azioni verticali statiche** ottenute considerando i sovraccarichi Q_k previsti da normativa ed i carichi permanenti così come previsto nello stato di progetto, ed il carico da neve.

26.2 SISMICA

Le conclusioni di seguito riportate valgono nella configurazione finale complessiva dell'intervento di miglioramento sismico complessivo dell'edificio.

L'indice di sicurezza sismico risultante a seguito degli interventi di **eliminazione dei meccanismi locali** di collasso risulta essere:

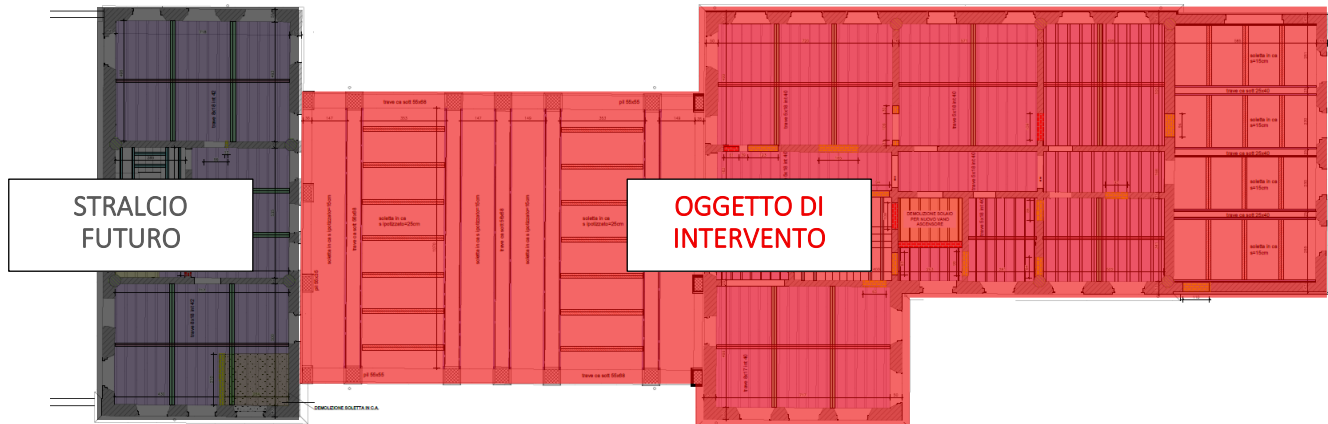
<i>ANALISI</i>	<i>INDICE DI SICUREZZA</i> $\zeta_E = IS-V$
Meccanismi globali	0.870

- L'indice di sicurezza per il fabbricato agli Stati limite Ultimi risulta: $\zeta_E = IS-V = 0.870$;
- I **cinematismi** delle murature risultano **verificati**.

26.3 LAVORAZIONI PER STRALCI

Come riportato all'interno degli elaborati progettuali, le lavorazioni strutturali avverranno per stralci funzionali.

Il primo stralcio, oggetto della presente, riguarda le porzioni di seguito evidenziate in colore rosso.



Lavorazioni per stralci

Nel caso in esame, le principali vulnerabilità del fabbricato sono relative

- alle criticità dal punto di vista statico con i carichi da progetto e le future destinazioni d'uso,
- alle criticità dal punto di vista sismico in relazione ai meccanismi locali di collasso.

Procedere con le lavorazioni per stralci nella sola parte evidenziata in colore rosso in precedenza **non peggiora** in alcun modo **le vulnerabilità del fabbricato**. Infatti

- dal punto di vista statico, gli interventi nella sola porzione evidenziata in precedenza non peggiorano in alcun modo le caratteristiche globali dell'edificio. La porzione che non è oggetto di intervento, invece, non verrà utilizzata, e manterrà le caratteristiche dello stato di fatto.
- dal punto di vista sismico, gli interventi nella sola porzione evidenziata in precedenza non peggiorano in alcun modo le caratteristiche globali dell'edificio, ed anzi le migliorano. La vulnerabilità sismica, come già esposto, è determinata dai meccanismi locali di collasso, e gli interventi previsti nella porzione in evidenza impediscono il formarsi dei meccanismi locali di collasso in quella zona, senza alterare in alcun modo lo schema sismo-resistente a livello globale.