

SOMMARIO

<u>1</u>	<u>INTRODUZIONE</u>	<u>6</u>
1.1	ANALISI STORICO CRITICA	8
1.1.1	Sviluppo urbanistico dell'area	8
1.1.2	Progetto originario dell'area	11
1.1.3	Interventi di restauro e recupero dell'area	13
<u>2</u>	<u>DESCRIZIONE DEL MANUFATTO</u>	<u>15</u>
2.1	DOCUMENTAZIONE FORNITA DALLA COMMITTENZA	17
<u>3</u>	<u>METODO DI CALCOLO</u>	<u>18</u>
<u>4</u>	<u>CODICI DI CALCOLO</u>	<u>20</u>
4.1	MIDAS GEN PLUS / ADVANCED	20
4.2	3MURI	20
4.3	VCA - SLU	21
4.4	MICROSOFT EXCEL	21
4.5	DICHIARAZIONI DI CUI § 10.2 DM 17/01/2018	22
4.5.1	Tipo di analisi svolta	22
4.5.2	Affidabilità dei Codici di Calcolo	22
4.5.3	Validazione dei Codici di Calcolo	22
4.5.4	Modalità di presentazione dei risultati	22
4.5.5	Informazioni generali sull'elaborazione	22
4.5.6	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	23
<u>5</u>	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u>	<u>24</u>
<u>6</u>	<u>METODO DI VERIFICA SISMICA SU EDIFICI ESISTENTI E LIVELLO DI CONOSCENZA</u>	<u>25</u>
6.1	CRITERI DI VERIFICA	25
6.2	CONOSCENZA DELL'EDIFICIO	26
6.3	LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO	27
6.4	CALCOLO DEL FATTORE DI CONFIDENZA PER EDIFICI SOTTOPOSTI A VINCOLO	28
<u>7</u>	<u>RIEPILOGO DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE</u>	<u>30</u>
7.1	TIPOLOGIA E UBICAZIONE PROVE	30
7.2	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA STRUTTURALE	32
7.2.1	Elementi in calcestruzzo	32
7.2.1.1	Prelievo campione di calcestruzzo	32
7.2.1.2	Indagini pacometriche	32
7.2.1.3	Indagini SonReb	33
7.2.1.4	Scarifiche per rilievo barre d'armatura	33
7.2.1.5	Prelievo barra d'armatura	34
7.2.2	Acciaio d'armatura	35
7.2.2.1	Indagini con microdurometro	35

7.2.3	Elementi in muratura	36
7.2.3.1	Martinetto piatto singolo e doppio	36
7.2.3.2	Penetrometro su malta	38
7.2.3.3	Endoscopie sulla muratura	39
7.2.4	Verifiche ammorsamento murature	40
7.2.5	Elementi lignei	41
7.2.5.1	Prove resistografiche	41
7.2.5.2	Prove di impronta su elementi lignei	41
7.2.6	Rilievo fondazioni	42
7.2.6.1	Scavo fondazionale	42
7.2.7	Orizzontamenti	43
7.2.7.1	Rilievo geometrico solaio	43
8	<u>ELABORAZIONI PROVE SUI MATERIALI</u>	44
8.1	ELEMENTI IN CALCESTRUZZO	44
8.2	ACCIAIO D'ARMATURA	45
8.3	ELEMENTI IN MURATURA	46
9	<u>RIEPILOGO DELLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	49
9.1	MATERIALI ESISTENTI	49
9.1.1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	49
9.1.2	Calcestruzzo	50
9.1.3	Acciaio d'armatura	50
9.1.4	Legno	51
9.2	MATERIALI NUOVI	52
9.2.1	Calcestruzzo	52
9.2.2	Acciaio d'armatura	52
9.2.3	Acciaio profili	52
9.2.4	Legno	53
9.2.5	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	53
9.2.6	Bulloni	54
9.2.7	Malta per allettamenti	54
9.2.8	Inghisaggio chimico	54
9.2.9	Tessuto in fibra di acciaio galvanizzato	55
9.2.10	Sistema epossidico bi-componente in gel tixotropico	56
10	<u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E IDROGEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO</u>	57
10.1	RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA – MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO	58
10.2	PROFONDITÀ FALDA	58
10.3	INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW E REMI	59
10.4	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	61

10.5	CATEGORIA TOPOGRAFICHE	61
11	ANALISI DEI CARICHI	62
11.1	PESO PROPRIO G_1	62
11.2	PESO PERMANENTE PORTATO G_2	62
11.3	CARICO ACCIDENTALE Q_k	63
11.4	NEVE	64
11.5	VENTO	66
11.6	CARICHI DOVUTI A SISMA (D.M. 2018)	68
11.6.1	Vita nominale di progetto	68
11.6.2	Classe d'uso	68
11.6.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	69
11.6.4	Riepilogo parametri sismici	69
11.6.5	Spettro di risposta elastico SLO	71
11.6.6	Spettro di risposta elastico SLD	71
11.6.7	Spettro di risposta elastico SLV	72
11.6.8	Spettro di risposta elastico SLC	72
12	COMBINAZIONI DI CARICO	73
12.1	STATICA	73
12.2	SISMICA	74
12.2.1	Analisi Push-Over	74
13	CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI	75
13.1	TERRENO COESIVO	76
13.2	TERRENO GRANULARE	76
13.3	COSTANTE DI SOTTOFONDO	77
14	VERIFICA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	78
14.1	TENSIONE LIMITE RESISTENTE SUL TERRENO	78
14.1.1	Tensione limite sotto trave esistente	79
14.1.2	Tensione limite sotto nuova platea	80
14.1.3	Tensione limite sotto nuove travi di fondazione	81
14.2	STATO DI FATTO	82
14.2.1	Combinazioni statiche	82
14.3	STATO DI PROGETTO	83
14.3.1	Verifica lato terreno	83
14.3.2	Verifica lato struttura	87
14.3.2.1	Verifica nuova platea	87
14.3.2.2	Verifica nuove travi di fondazione	89

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

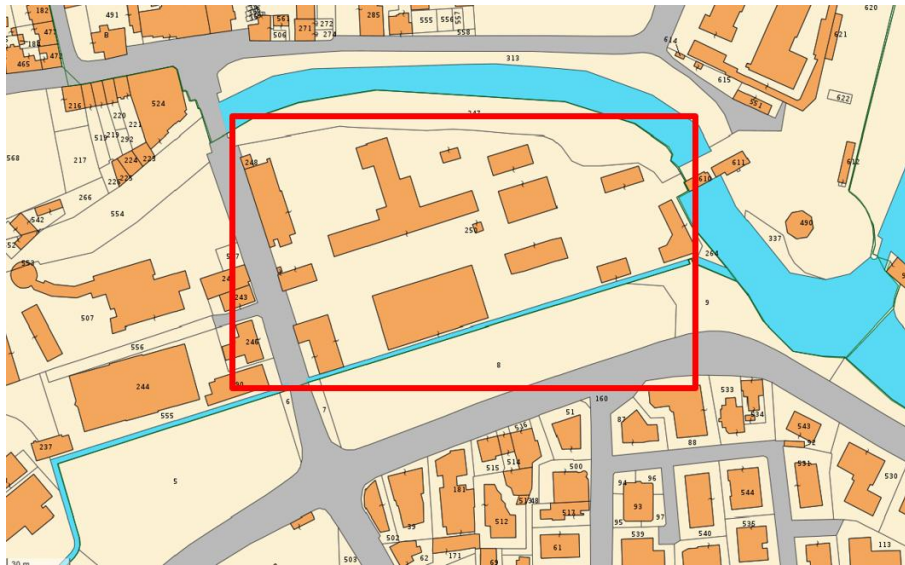
L'area è delimitata a nord dal Canale San Massimo, a est dal Ponte delle Gradelle, a sud da via Gattamelata, mentre l'ingresso principale si trova a ovest, su via Cornaro.



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

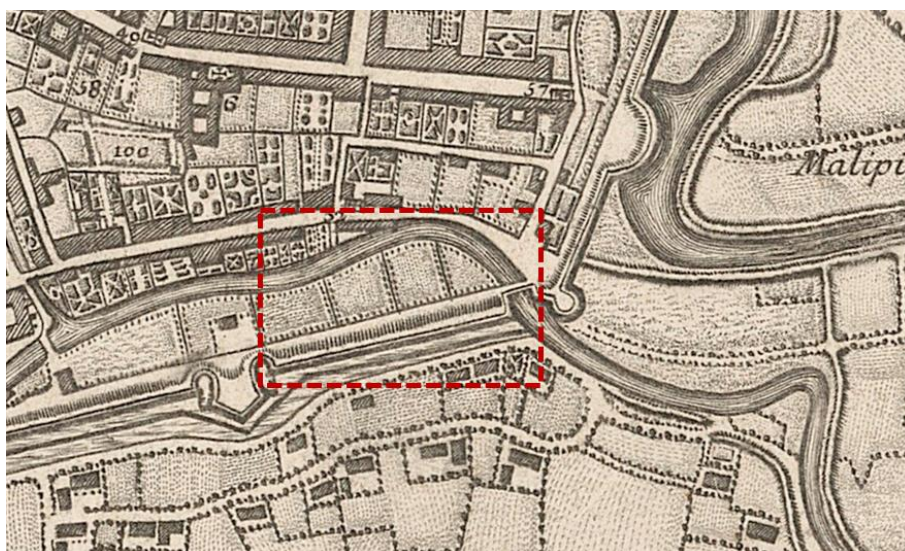
1.1 ANALISI STORICO CRITICA

1.1.1 Sviluppo urbanistico dell'area

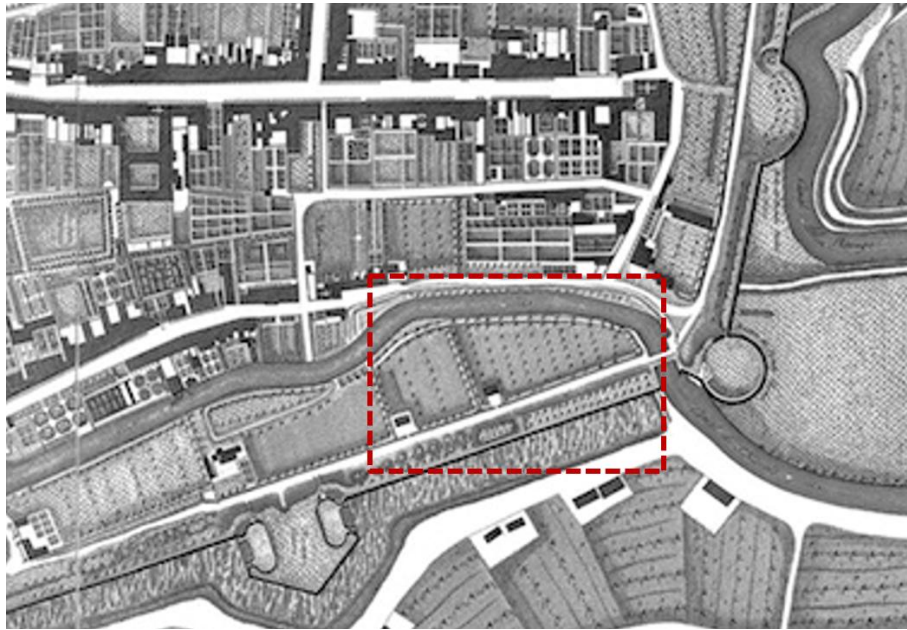
L'area su cui fu costruito l'Ex Macello di Padova si trovava originariamente fuori dalla cerchia muraria medievale realizzata da Francesco I da Carrara nel 1376. Le mura, adatte a difendersi da armi tradizionali, furono in parte demolite e ricostruite dai Veneziani dopo l'assalto del 1509 durante la 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.

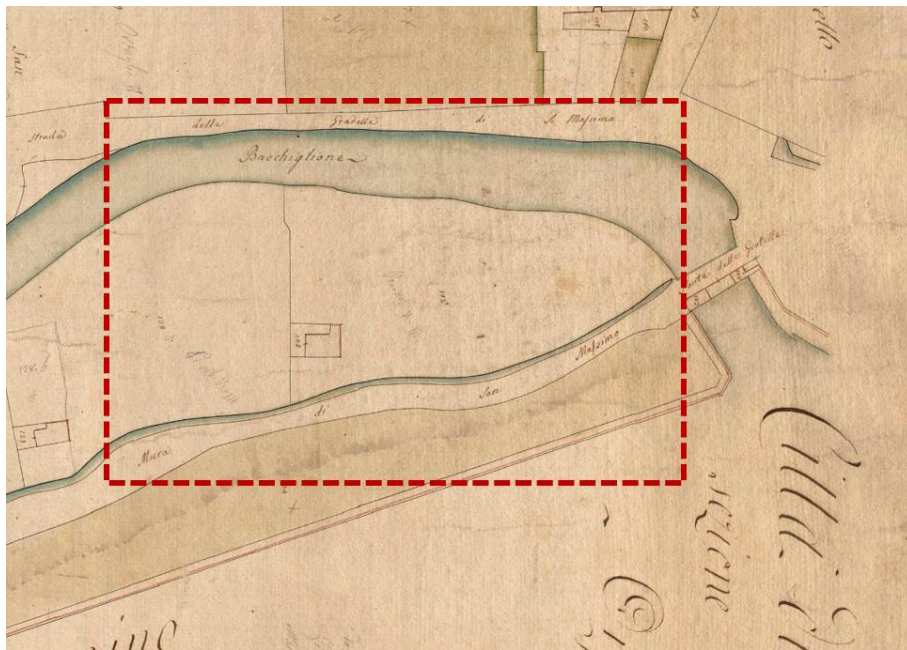
Le stesse mappe testimoniano anche l'esistenza, tra le mura e il canale di San Massimo, di una strada realizzata per scopo militare che collegava il Torrione Buovo al baluardo Cornaro e a Porta Liviana (oggi Pontecorvo). Questo tracciato è ancora riconoscibile nell'asse viario dell'Ex Macello, tra via 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



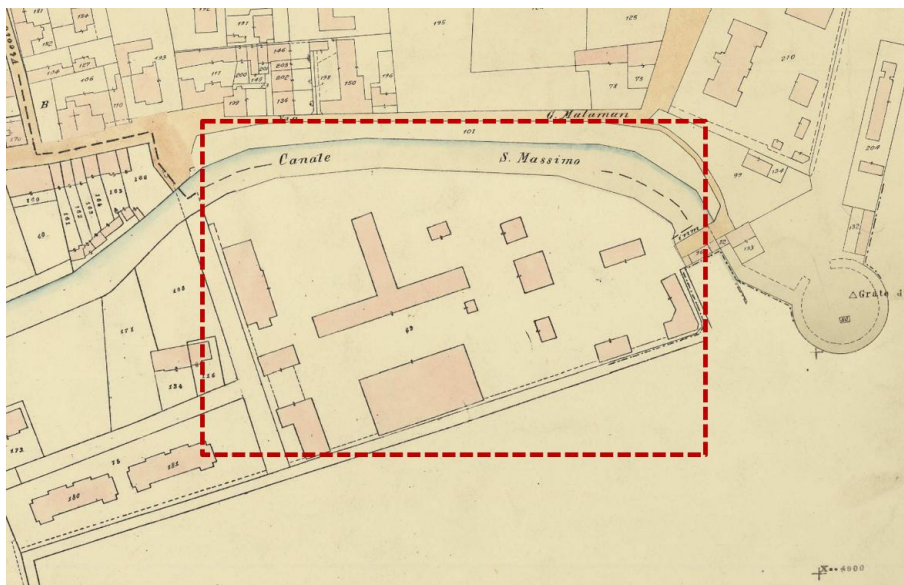
Estratto di "La pianta di Padova di Giovanni Valle" del 1784



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.

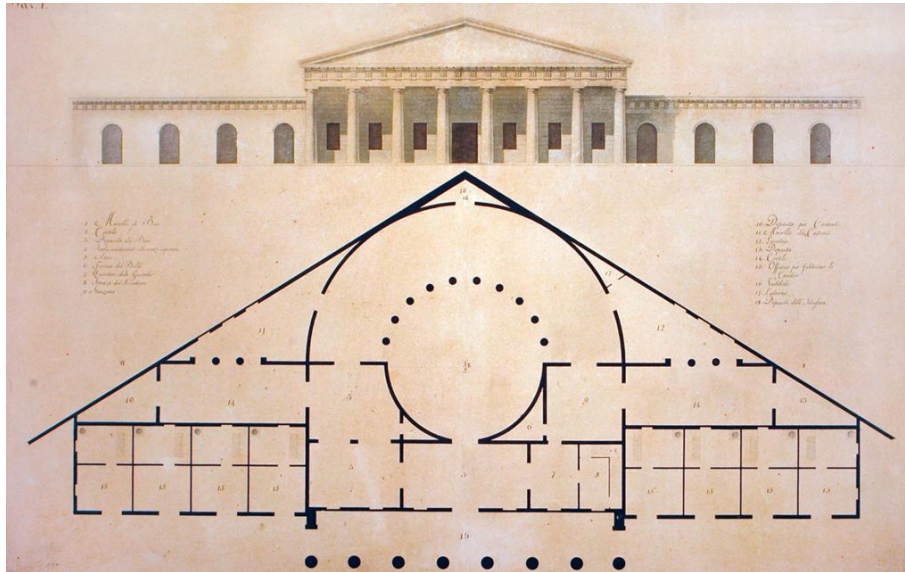


Tavola di progetto il Macello- Giuseppe Jappelli - 1818

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.

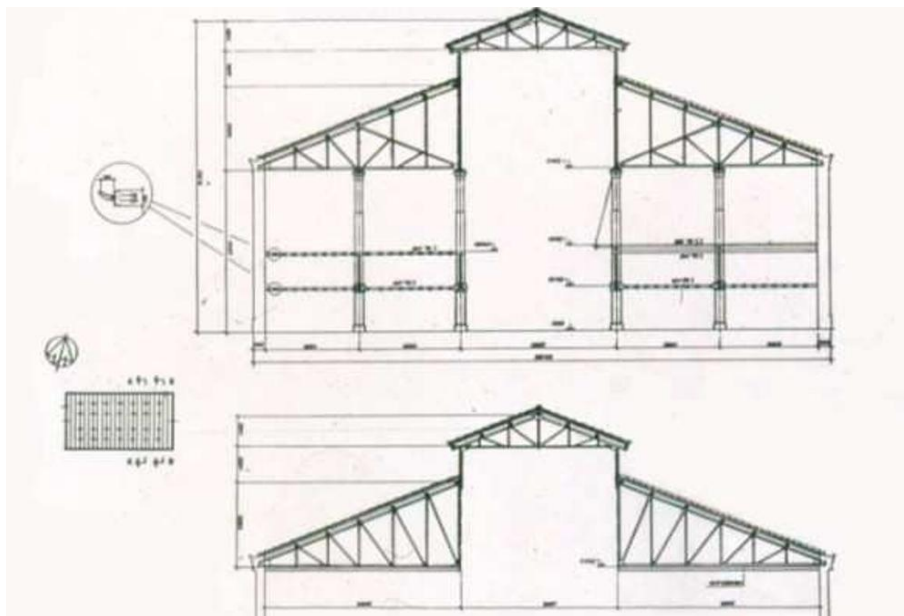
L'attività di macellazione, inaugurata il 7 settembre 1908, proseguì fino ai primi anni '70, quando si assistette al suo definitivo trasferimento nel nuovo impianto di Corso Australia, avvenuto nel '75.

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.



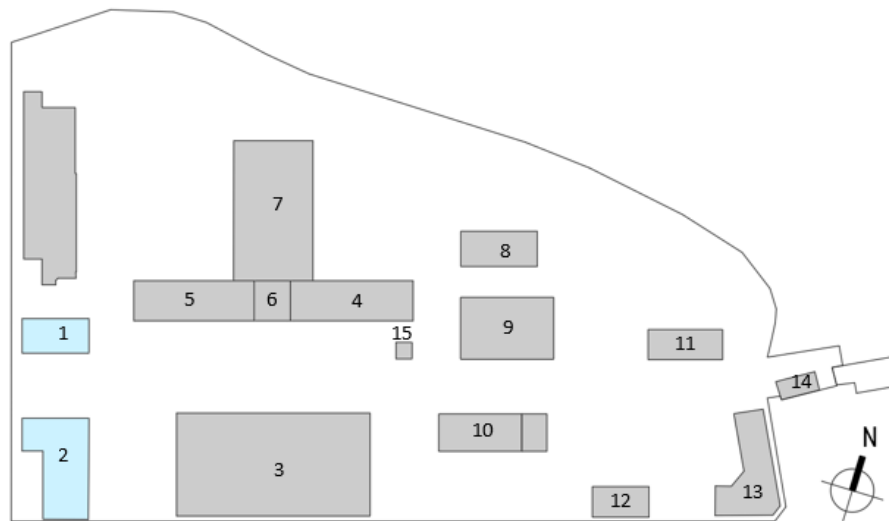
Estratto di progetto dei rinforzi utilizzati per il restauro delle strutture in ferro

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 muretti 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	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Preacarico 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
- Confronti 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:

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

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'' 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.

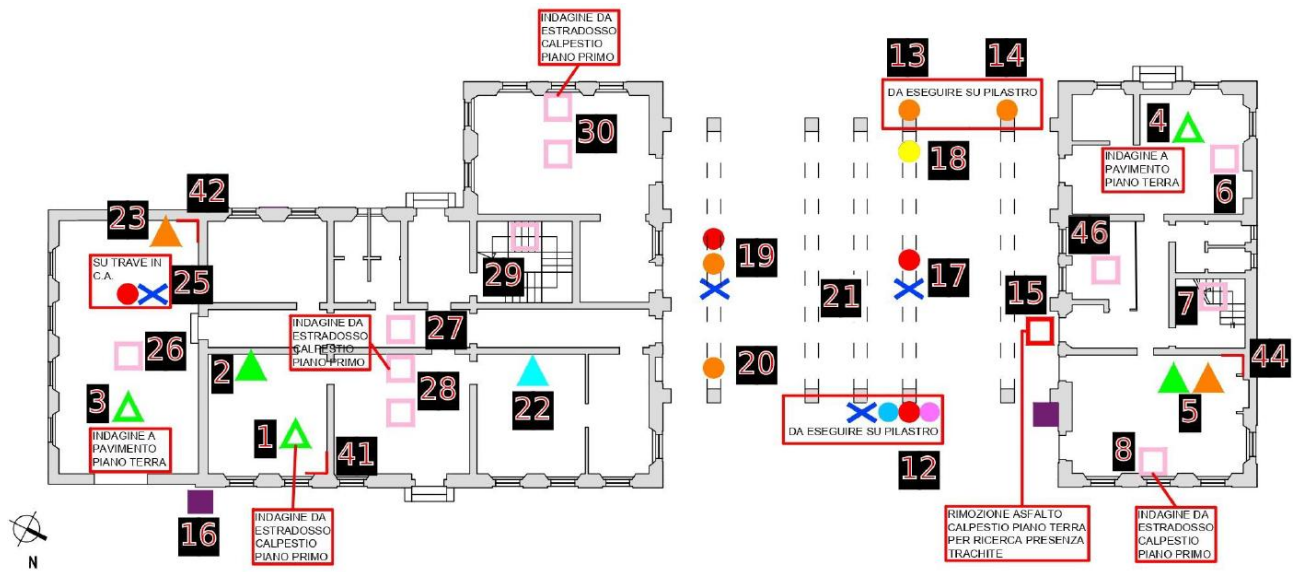
Per tutte le risultanze complete della campagna di **indagini strutturali** si rimanda all'elaborato dedicato.

7.1 TIPOLOGIA E UBICAZIONE PROVE

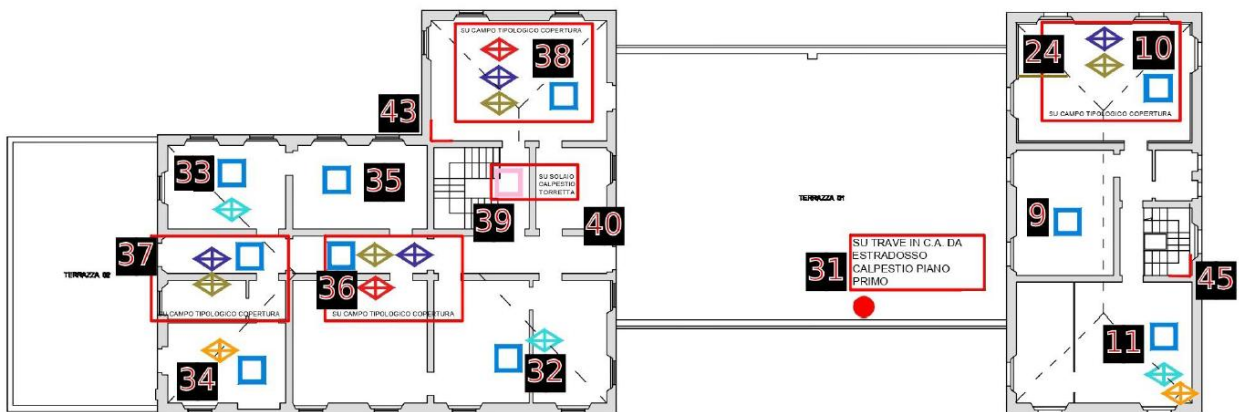
La campagna di indagini diagnostiche comprende:

- 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.

Si riportano di seguito le planimetrie delle ubicazioni delle indagini:



PIANO TERRA



PIANO PRIMO

Ubicazioni indagini strutturali

7.2 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA STRUTTURALE

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

7.2.1 Elementi in calcestruzzo


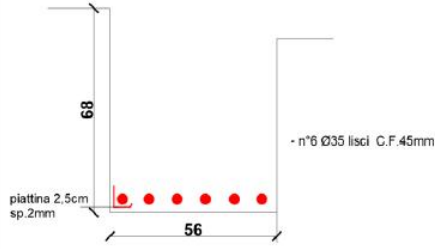
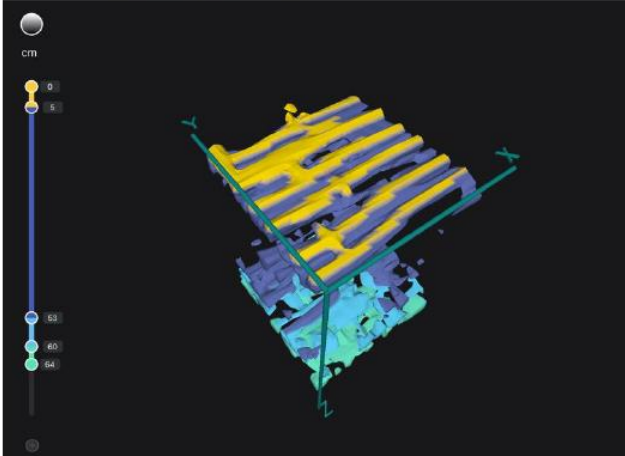
7.2.1.1 Prelievo campione di calcestruzzo

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>89</p> <p>56</p> <p>piattina 2,5cm sp.2mm</p> <p>- n°6 Ø35 lisci C.F.45mm</p>
 <p>cm</p> <p>0</p> <p>5</p> <p>59</p> <p>60</p> <p>64</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

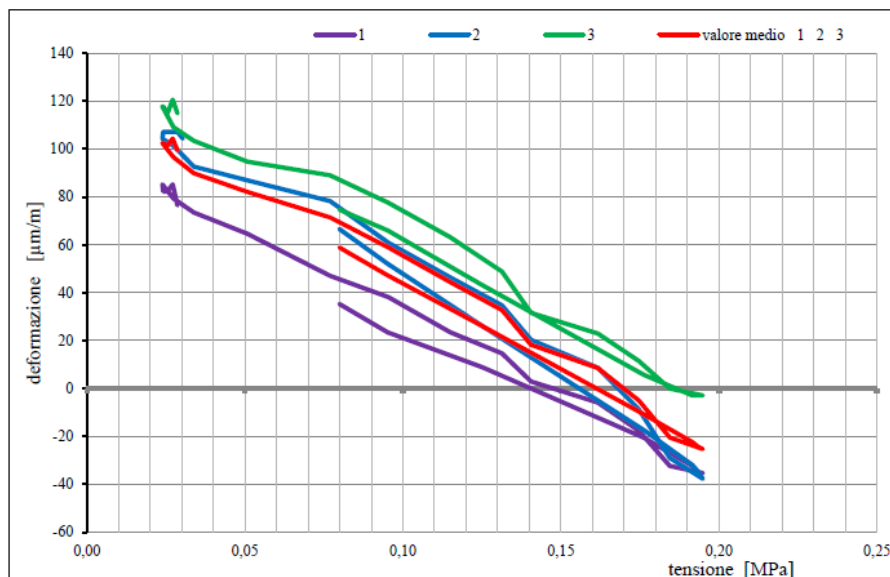
Si riporta un estratto delle indagini.

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.

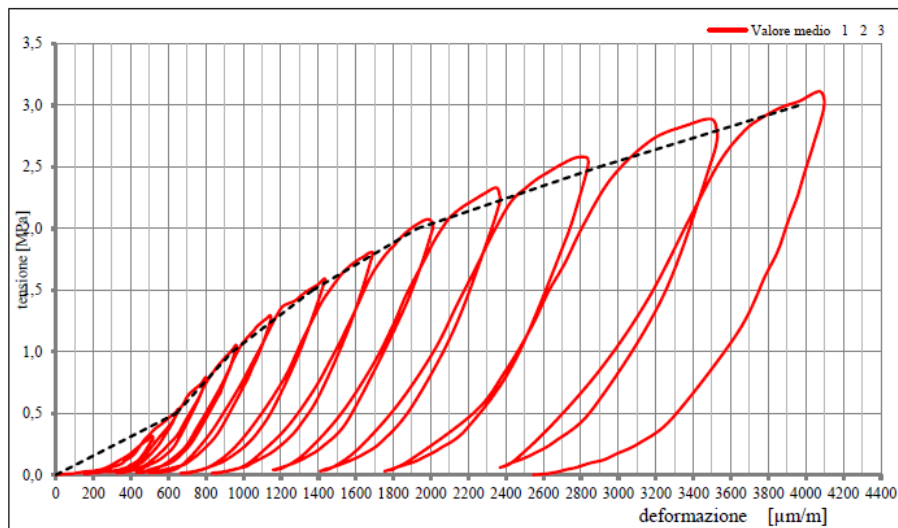
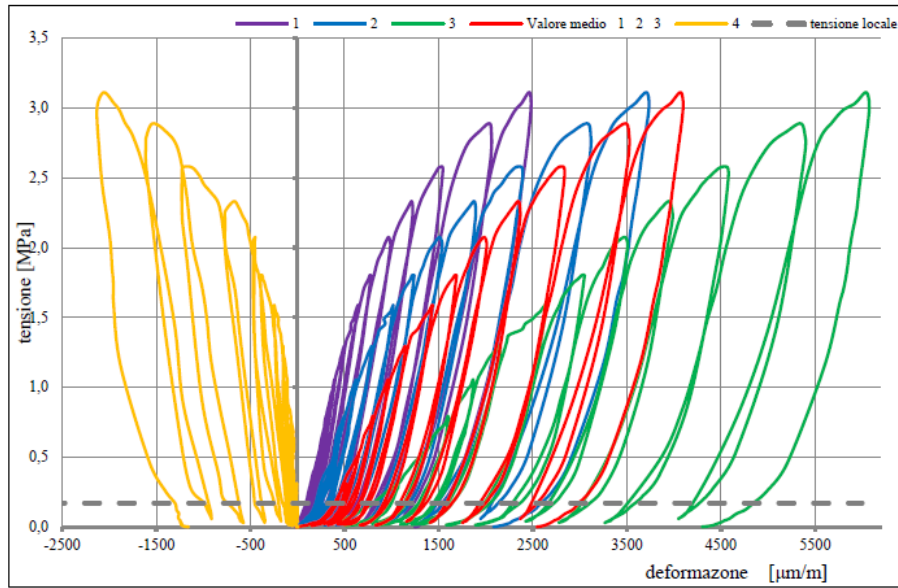


Parametri e caratteristiche dimensionali

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.

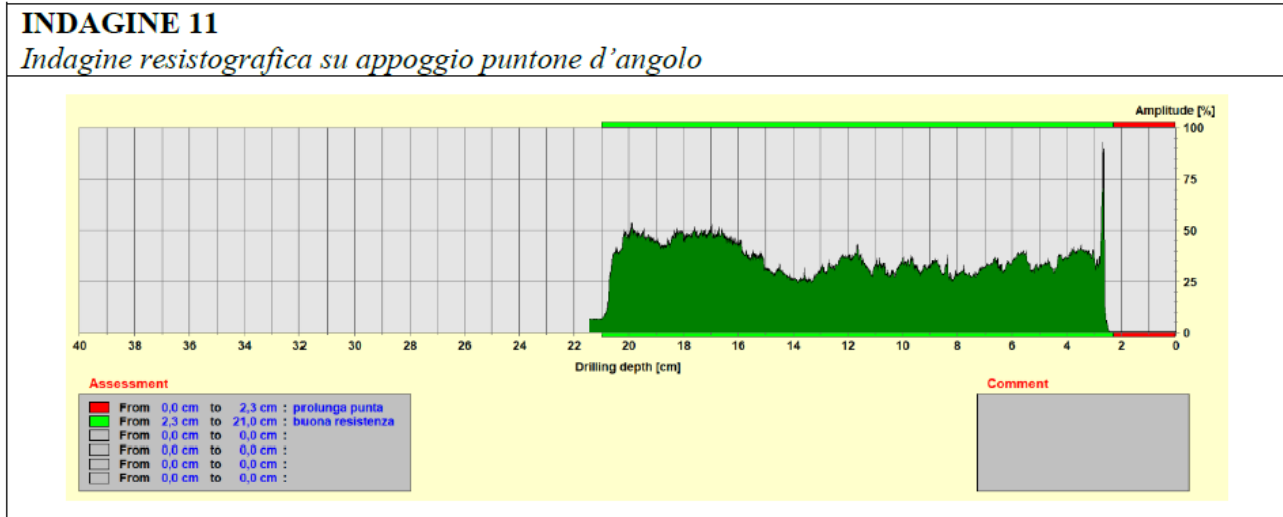
<p>INDAGINE 43 <i>Verifica ammorsamento muratura</i></p>
<p>Rilevata muratura ammorsata con presenza di diatoni. Spessore malta 15 – 20 mm</p>


<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

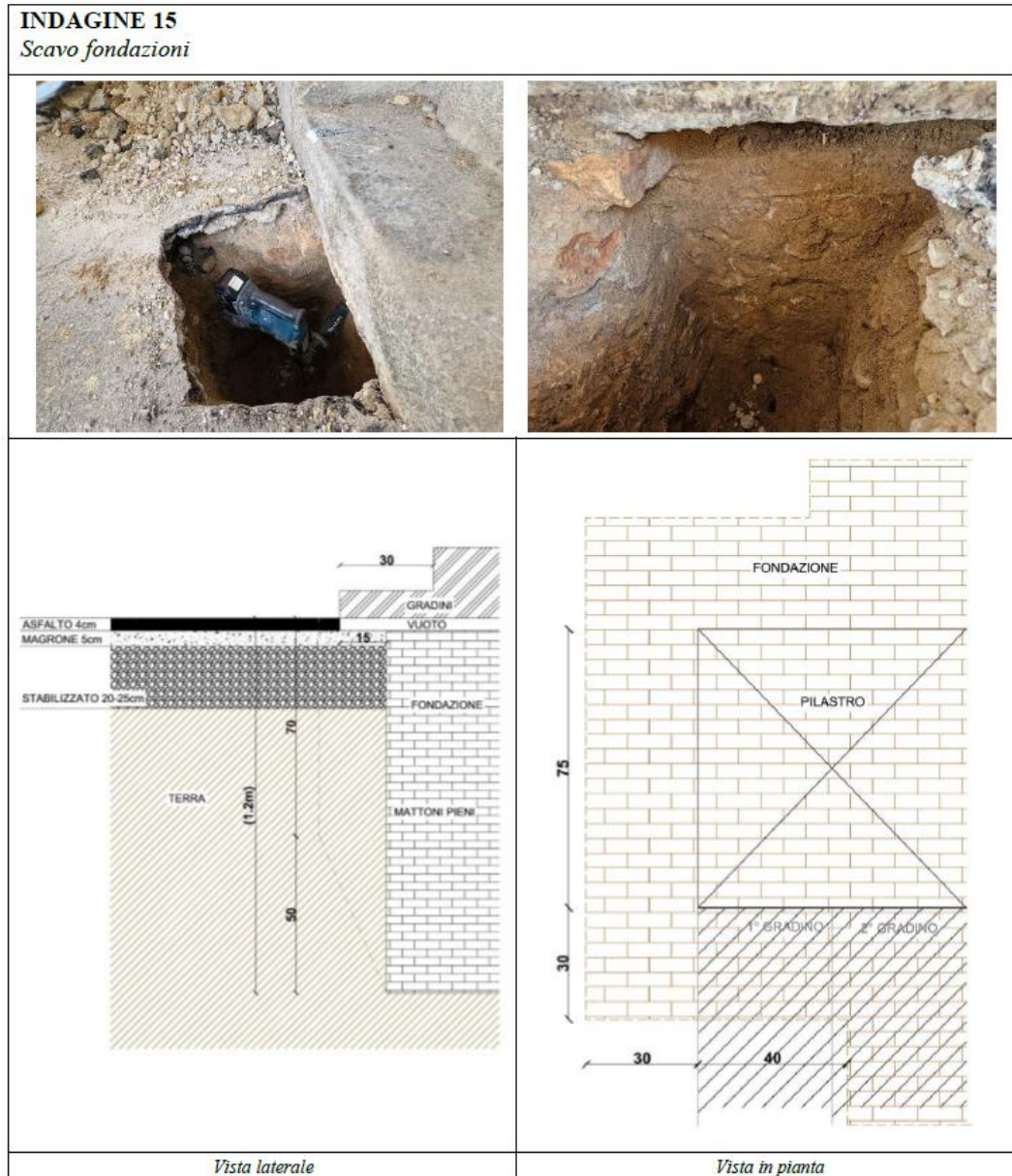
Si riporta un estratto delle indagini.

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 ^a prova	2 ^a prova	3 ^a prova	media					σ_r	τ_r	
		bar	bar	bar	p bar	F N	S cm ²	K	E MPa	MPa	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

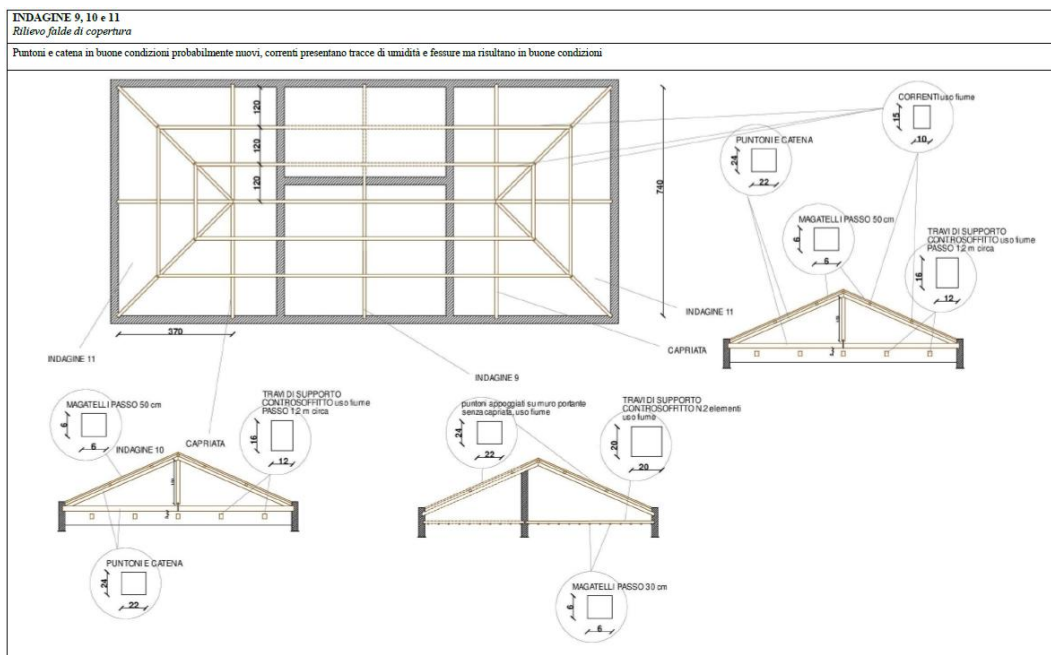
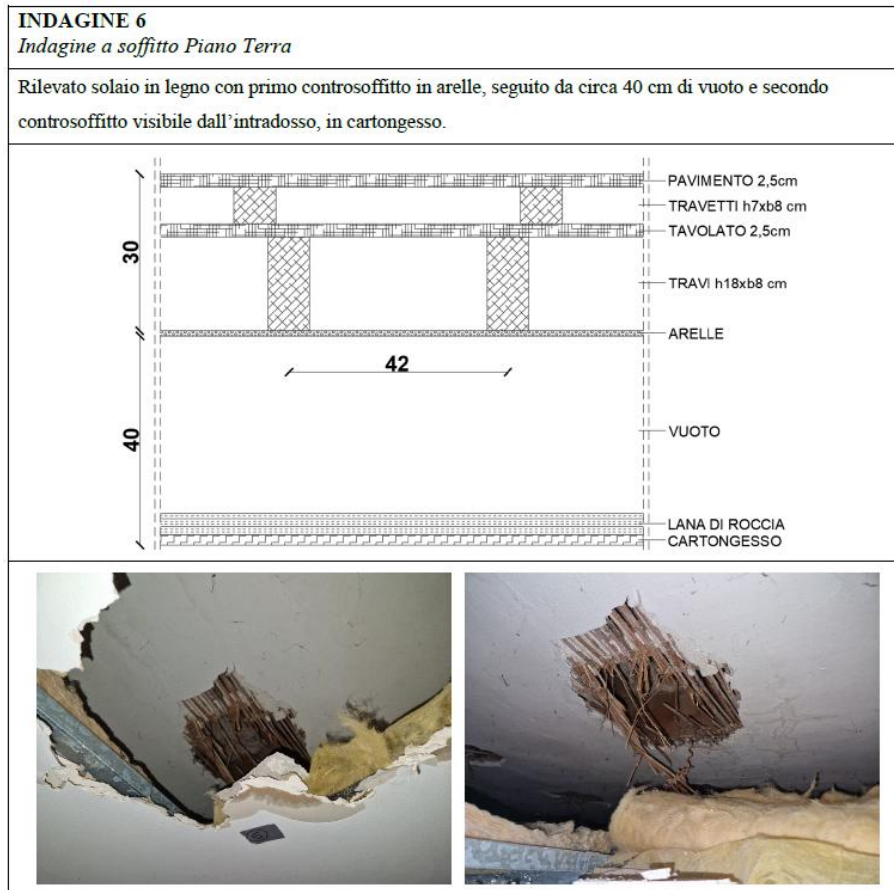
Si riporta un estratto delle indagini.



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 $E_{medio} = 960$ 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	$E_{cm\ 1/2}$	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	$f_{b\ dic}$	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_{vkod}	0.15	[MPa]	$f_{vkod} = f_{vk0} / \gamma_{c\ sismiche}$

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:

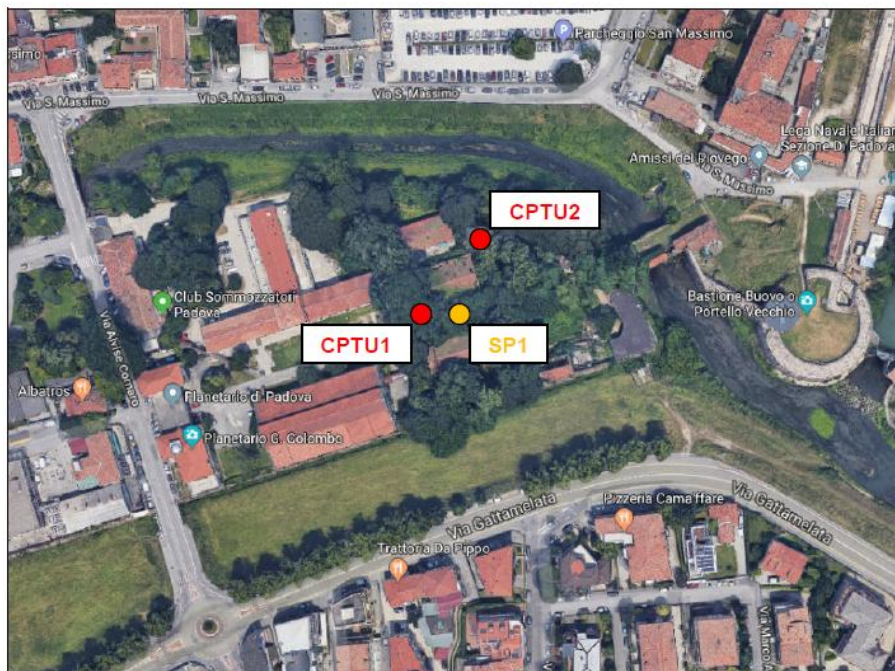
Le indagini geognostiche in sito, che si sono svolte con le seguenti modalità:

- 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

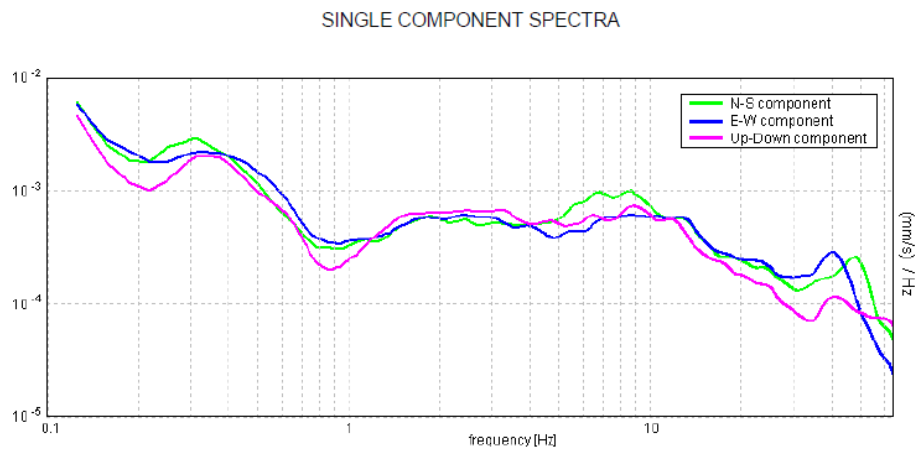
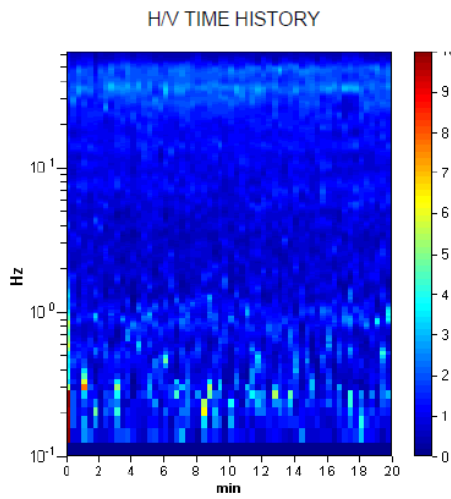
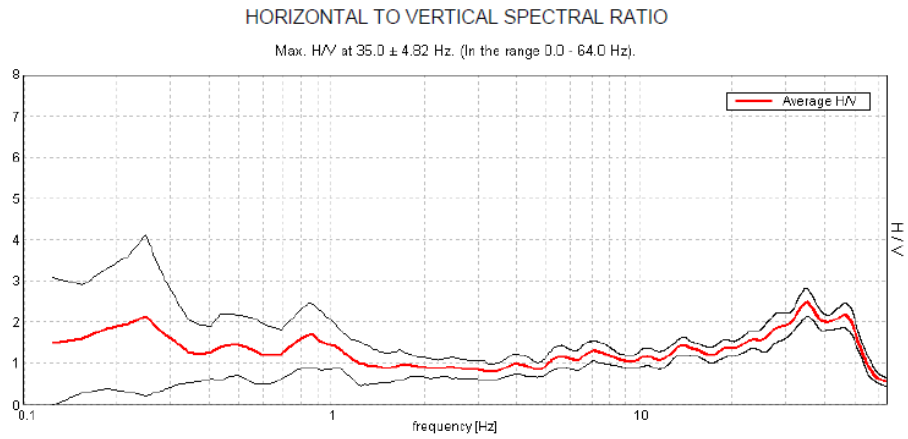
Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,50	Prescavo	-	-
0,50 – 2,10	Argilla	-	0,5
2,10 – 3,70	Sabbia limosa	27 – 28	-
3,70 – 5,50	Argilla e limo	-	0,7
5,50 – 8,50	Sabbia addensata	35	-
8,50 – 11,20	Sabbia moderatamente addensata	32	-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

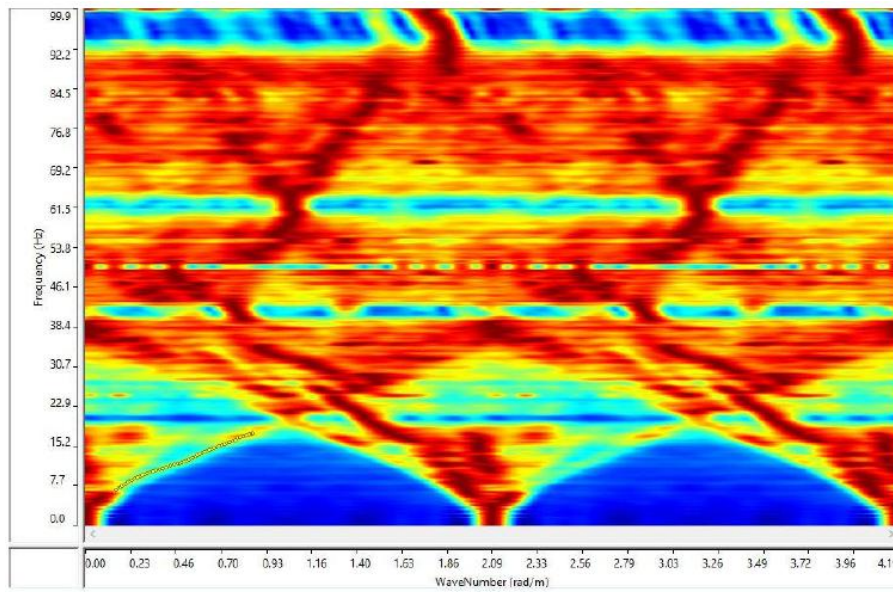
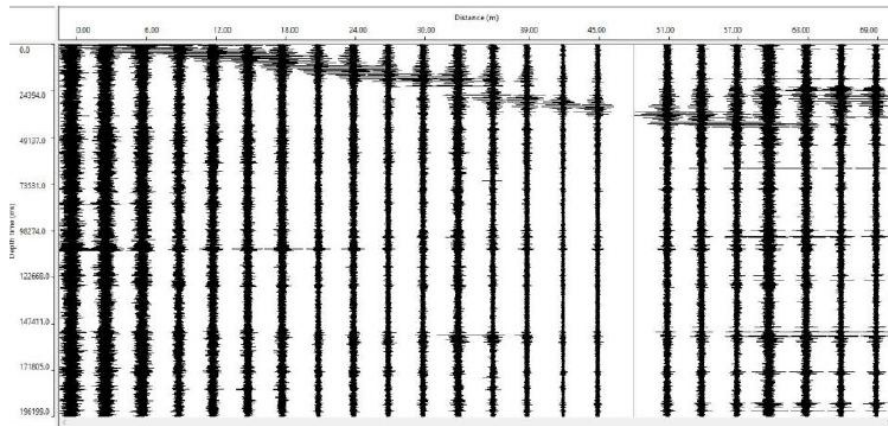
10.2 PROFONDITÀ FALDA

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	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

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.

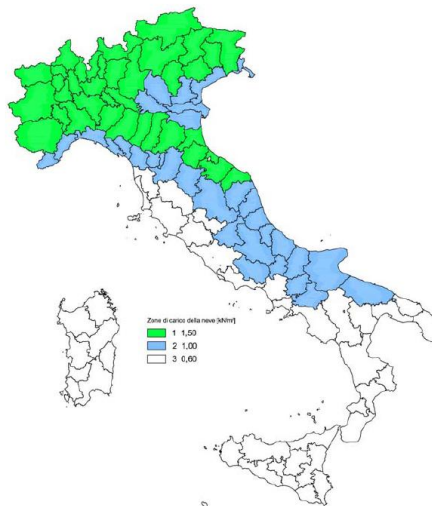
11.4 NEVE

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:

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

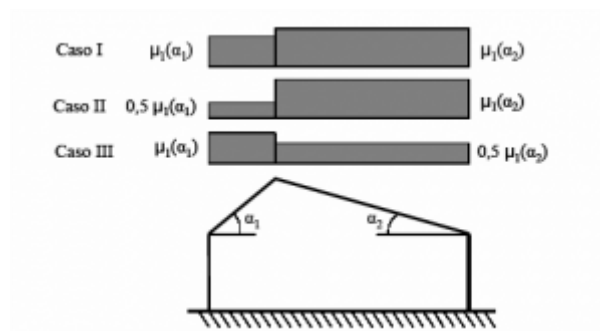


Zone di carico della neve

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)

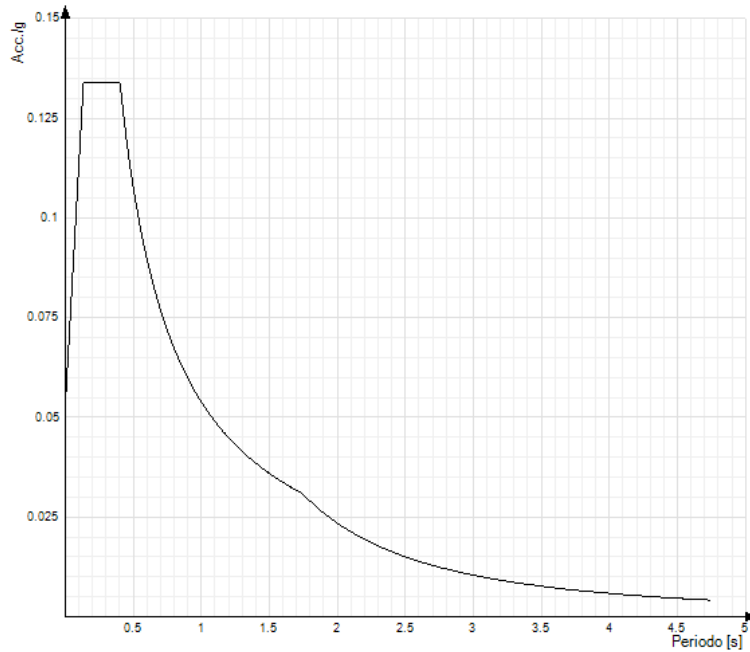
Il suolo è caratterizzabile come di **tipo C**.

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

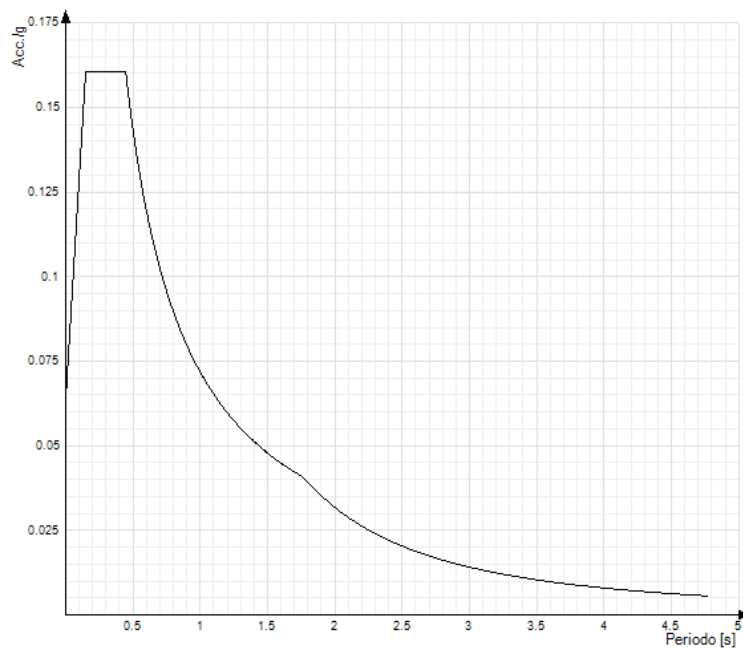
Lo spettro da utilizzare nelle verifiche allo Stato Limite di Esercizio in termini di rigidezza è di seguito riportato.



Spettro elastico allo SLO [q=1]

11.6.6 Spettro di risposta elastico SLD

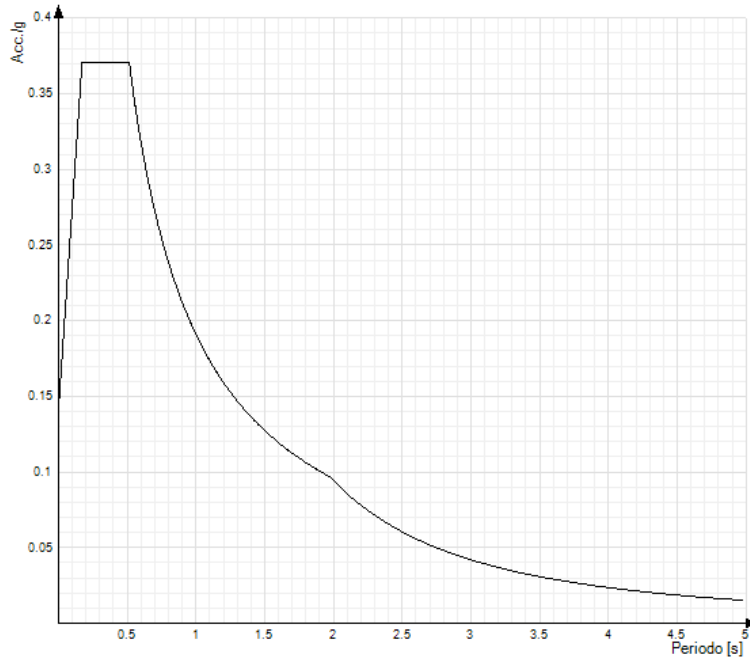
Lo spettro da utilizzare nelle verifiche allo Stato Limite di Esercizio in termini di resistenza è di seguito riportato.



Spettro elastico allo SLD [q=1]

11.6.7 Spettro di risposta elastico SLV

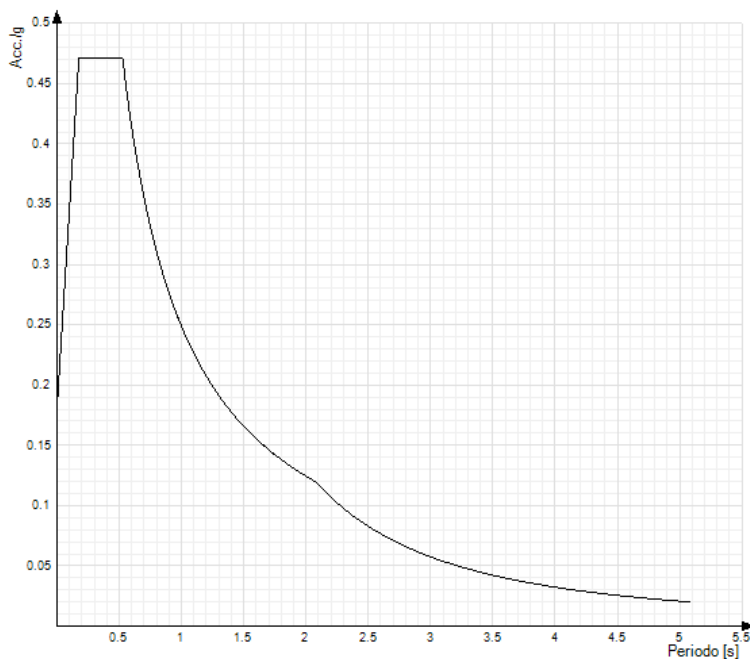
Lo spettro da utilizzare nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo in termini di resistenza è di seguito riportato.



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

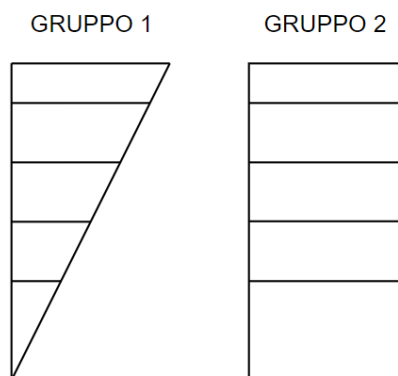
Le combinazioni utilizzate nell'analisi "Pushover", come indicato al §C8.7.1.3.1 della circolare esplicativa, sono le seguenti:

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 CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Le verifiche di portanza delle fondazioni di tipo superficiale sono svolte nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU), che si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nelle verifiche di sicurezza deve essere $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Si è fatto riferimento all' "Approccio 2" che considera la seguente combinazione di riferimento:

$$A1 + M1 + R3$$

Per tale combinazione i coefficienti parziali sui carichi (A1), tali valori dei coefficienti sono riportati nella "Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni" del citato D.M. 17/01/2018).

I coefficienti parziali γ_M da applicare ai parametri caratteristici del terreno (nel caso in esame angolo di resistenza al taglio ϕ' e coesione drenata c') sono pari ad 1, come da "Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno" del D.M. 17/01/2018).

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole			1,1	1,3
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole			1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole			1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Considerata la natura dei terreni di fondazione coinvolti nei potenziali meccanismi di rottura, la resistenza di progetto viene determinata in base al § 6.4.2 del DM18 con riferimento ai seguenti coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze dei terreni ("Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali per gli SLU di fondazioni superficiali) sono indicati nella tabella 6.4.I estratta dal DM 17/01/2018").

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Il calcolo della resistenza di progetto viene condotto con riferimento alla condizione più gravosa mediante le seguenti formulazioni.

13.1 TERRENO COESIVO

Il carico limite è pari a

$$q_{lim} = N_c \cdot C_u \cdot s_c$$

$$q_{rd} = q_{lim} / \gamma_r$$

, dove:

- q_{lim} : tensione limite di rottura
- q_{rd} : tensione resistente di progetto
- N_c : fattore di capacità portante secondo la teoria di Terzaghi (In condizioni non drenate = 5,7)
- C_u : coesione non drenata
- s_c : fattore correttivo di forma (1 per fondazione nastriforme, 1,3 per fondazione quadrata)
- γ_r : coefficiente parziale definito dalle NTC 18 pari a 2.3

13.2 TERRENO GRANULARE

Il carico limite è pari a

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c + q' N_q s_q d_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{rd} = q_{lim} / \gamma_r$$

, dove:

- q_{lim} : tensione limite di rottura
- q_{rd} : tensione resistente di progetto
- c' : coesione efficace
- q' : pressione verticale efficace alla base della fondazione
- N_q, N_γ, N_c : fattori di capacità portante
- s_q, s_γ, s_c : fattori correttivi di forma
- d_q, d_γ, d_c : fattori di profondità
- i_q, i_γ, i_c : fattori di inclinazione del carico
- γ_r : coefficiente parziale definito dalle NTC 18 pari a 2.3

13.3 COSTANTE DI SOTTOFONDO

L'interazione tra le strutture di fondazione superficiale ed il terreno è stata schematizzata assumendo una costante di sottofondo, k_{Winkler} .

Si è assunta una costante di sottofondo pari a

$$k_{\text{Winkler}} = 2 \text{ kg/cm}^3$$

14 VERIFICA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

14.1 TENSIONE LIMITE RESISTENTE SUL TERRENO

Si riporta il modello geotecnico del terreno in cui ricade l'opera.

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	-

Estratto modello geotecnico

14.1.1 Tensione limite sotto trave esistente

Si riporta di seguito il valore di tensione limite resistente in corrispondenza del terreno.

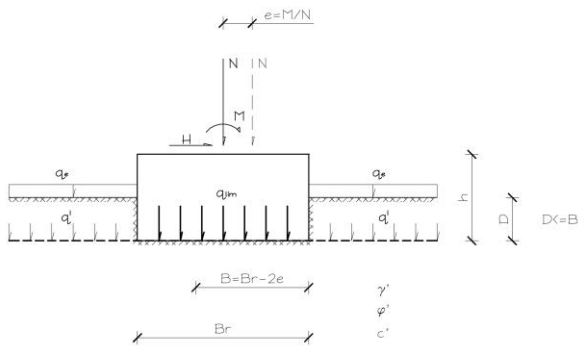
CARICO LIMITE PER FONDAZIONI SUPERFICIALI q_{lim} (daN/cm ²)					
	Br (cm)	70	B (cm)	70	
	h (cm)	100	N.B. D <= B		
	D (cm)	100	N.B. D <= B		
	L (cm)	1'000	N.B. B <= L		
	ϕ' (°)	0	ϕ' (r)	0.00	
	c' (daN/cm ²)	0.00			
	s_u (daN/cm ²)	0.50			
	γ'_t (daN/m ³)	1'950	γ'_t (daN/cm ³)	0.001950	
	γ_t (daN/m ³)	2'000	γ_t (daN/cm ³)	0.002000	
	N (daN)	1			
M (daN*m)	0	M (daN*cm)	0		
H (daN)	0				
q_e (daN/m ²)	0	q_e (daN/cm ²)	0.0000		
CONDIZIONI NON DRENATE q_{lim} (daN/cm ²)					

	coefficiente di capacità portante	coefficiente di forma (Meyerhof)	coefficiente di profondità (Brinch-Hansen)	coefficiente di azione orizzontale		
contributo legato alla resistenza a taglio non drenata	5.14	1.01	1.57	1.00	q_{lim}	4.30
						1.87

14.1.2 Tensione limite sotto nuova platea

Si riporta di seguito il valore di tensione limite resistente in corrispondenza del terreno.

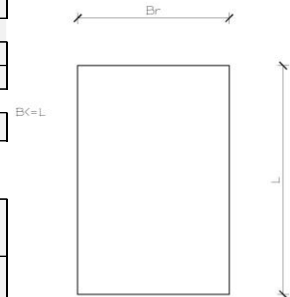
CARICO LIMITE PER FONDAZIONI SUPERFICIALI q_{lim} (daN/cm²)



Br (cm)	100	B (cm)	100
h (cm)	50		
D (cm)	100	N.B. D <= B	
L (cm)	100	N.B. B <= L	

φ' (°)	0	φ' (r)	0.00
c' (daN/cm ²)	0.00		
s_u (daN/cm ²)	0.50		
γ'_t (daN/m ³)	1'950	γ'_t (daN/cm ³)	0.001950
γ_t (daN/m ³)	2'000	γ_t (daN/cm ³)	0.002000

N (daN)	1		
M (daN*m)	0	M (daN*cm)	0
H (daN)	0		
q_e (daN/m ²)	0	q_e (daN/cm ²)	0.0000



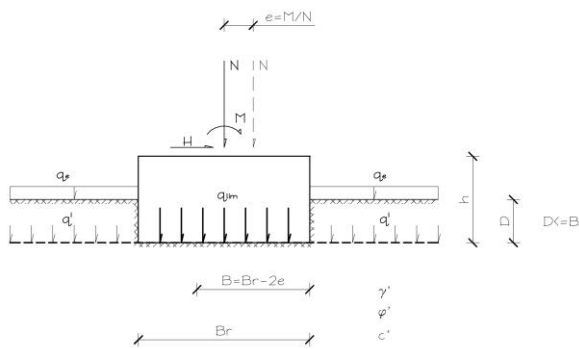
CONDIZIONI NON DRENATE q_{lim} (daN/cm²)

	coefficiente di capacità portante	coefficiente di forma (Meyerhof)	coefficiente di profondità (Brinch-Hansen)	coefficiente di azione orizzontale		
contributo legato alla resistenza a taglio non drenata	5.14	1.20	1.40	1.00	q_{lim}	4.52
						1.96

14.1.3 Tensione limite sotto nuove travi di fondazione

Si riporta di seguito il valore di tensione limite resistente in corrispondenza del terreno.

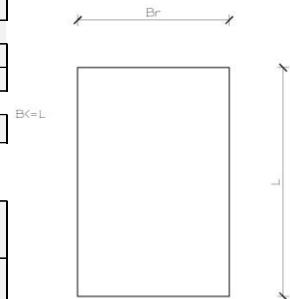
CARICO LIMITE PER FONDAZIONI SUPERFICIALI q_{lim} (daN/cm²)



Br (cm)	200	B (cm)	200
h (cm)	50		
D (cm)	75	N.B. D <= B	
L (cm)	1'000	N.B. B <= L	

φ' (°)	0	φ' (r)	0.00
c' (daN/cm ²)	0.00		
s_u (daN/cm ²)	0.50		
γ'_t (daN/m ³)	1'950	γ'_t (daN/cm ³)	0.001950
γ_t (daN/m ³)	2'000	γ_t (daN/cm ³)	0.002000

N (daN)	1		
M (daN*m)	0	M (daN*cm)	0
H (daN)	0		
q_e (daN/m ²)	0	q_e (daN/cm ²)	0.0000



CONDIZIONI NON DRENATE q_{lim} (daN/cm²)

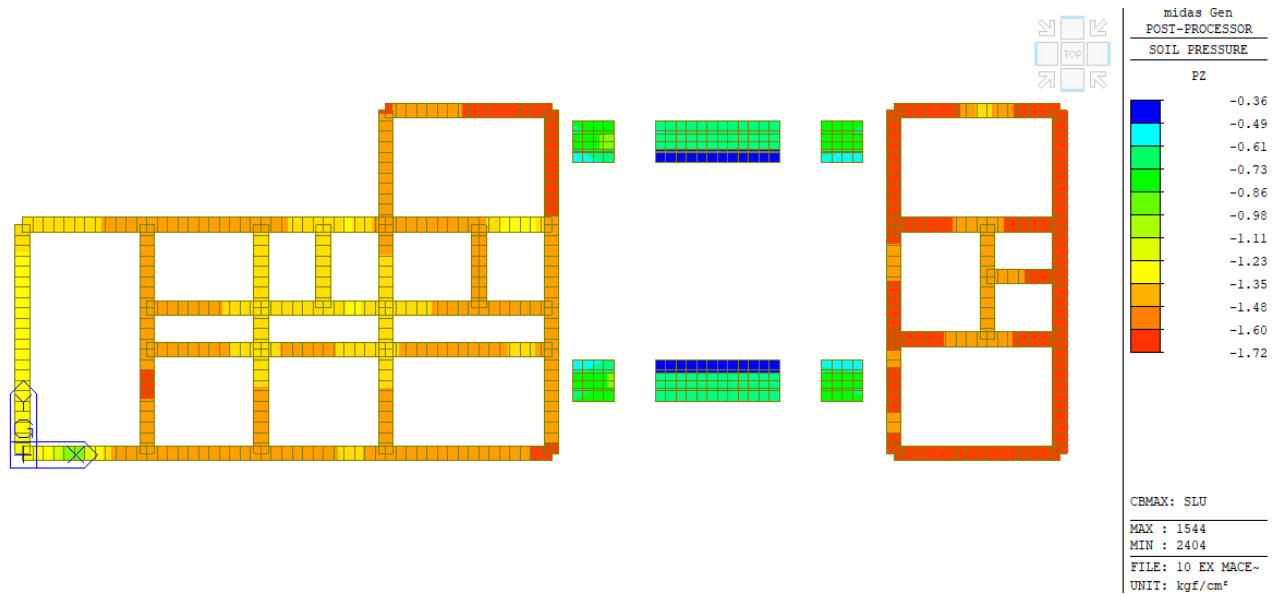
	coefficiente di capacità portante	coefficiente di forma (Meyerhof)	coefficiente di profondità (Brinch-Hansen)	coefficiente di azione orizzontale		
contributo legato alla resistenza a taglio non drenata	5.14	1.04	1.15	1.00	q_{lim}	3.22
						1.40

14.2 STATO DI FATTO

14.2.1 Combinazioni statiche

Nello stato di fatto, l'edificio non è in grado di manifestare un comportamento sismico d'insieme. Pertanto, la **verifica** viene condotta considerando **unicamente le combinazioni statiche**.

Si riportano di seguito i valori di tensione massima sollecitante.



Come si nota, la tensione massima sollecitante in corrispondenza del terreno in combinazioni statiche (edificio nello stato di fatto che non è in grado di manifestare un comportamento sismico d'insieme) risulta inferiore al valore resistente.

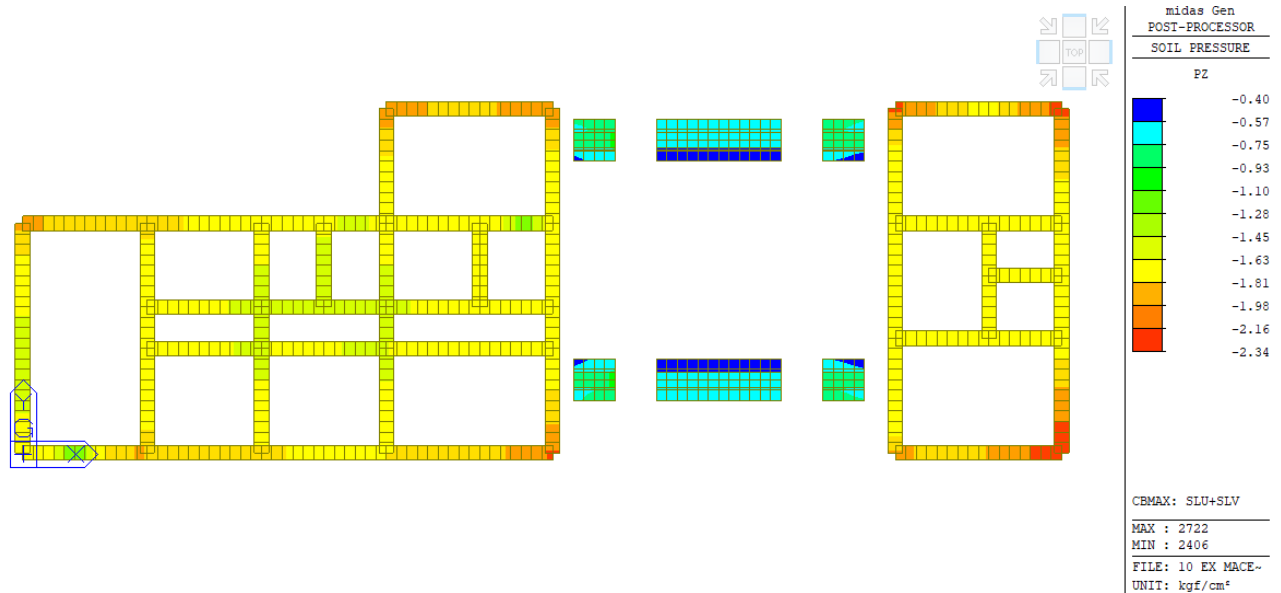
La **verifica** risulta quindi **soddisfatta**.

14.3 STATO DI PROGETTO

Nello stato di progetto, l'edificio sarà in grado di manifestare un comportamento sismico d'insieme, grazie alla realizzazione dei collegamenti di piano. Pertanto, la verifica viene condotta considerando le combinazioni statiche e quelle sismiche.

14.3.1 Verifica lato terreno

Si riporta la verifica delle fondazioni nelle ipotesi di non realizzare la platea di collegamento.



Come si nota, la tensione massima sollecitante in corrispondenza del terreno in combinazioni statiche e sismiche risulterebbe superiore al valore resistente.

In assenza di interventi sulle fondazioni, la verifica risulterebbe quindi non soddisfatta, e le fondazioni dei pilastri del porticato rimarrebbero a plinti isolati, sismicamente non idonei.

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.

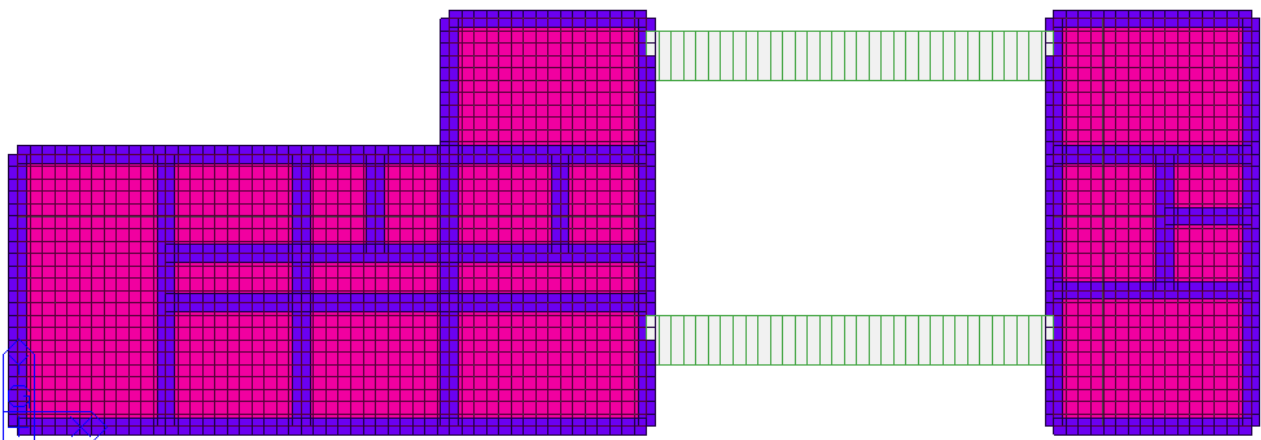
La platea di collegamento in fondazione viene introdotta principalmente per le seguenti funzioni:

- 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.

Si riporta una vista del modello di calcolo:



Estratto modello con vista della platea

Si riporta il modello geotecnico del terreno in cui ricade l'opera.

CPTU1

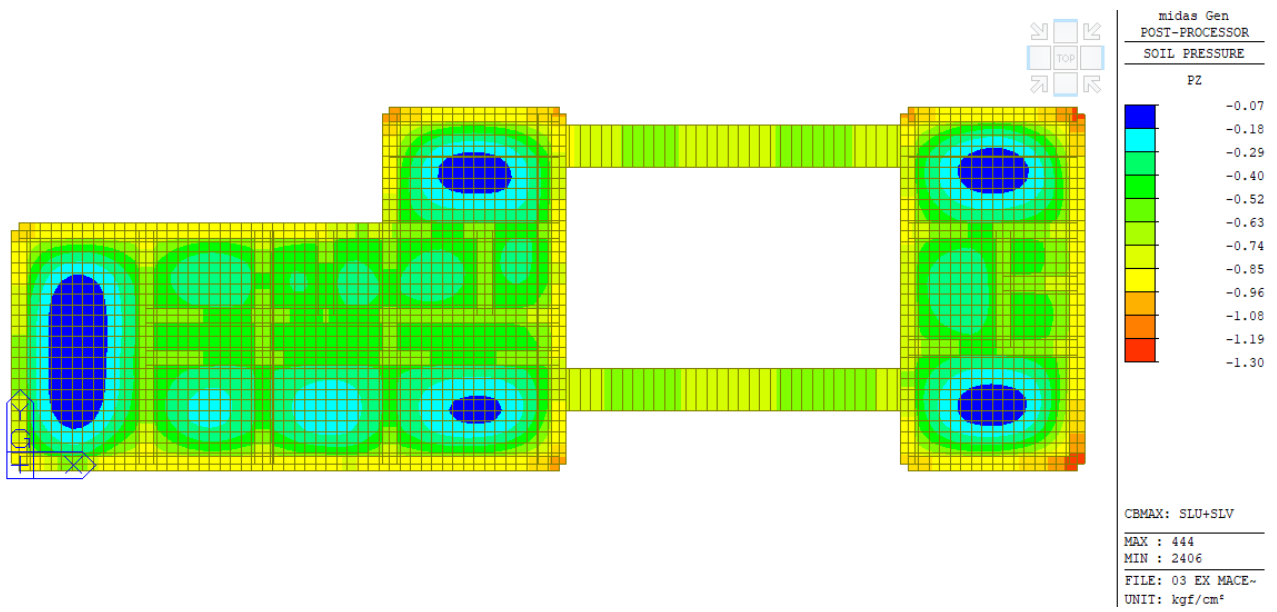
Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Prescavo	-	-
0,60 – 2,00	Argilla e limo	-	0,8
2,00 – 4,50	Sabbia moderatamente addensata	31	-
4,50 – 5,90	Sabbia addensata	32 – 33	-
5,90 – 6,60	Sabbia limosa	31	-
6,60 – 10,90	Sabbia addensata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

Estratto modello geotecnico

Si riportano di seguito i valori di pressioni massime agenti in combinazioni statiche e sismiche.



Come si nota, la pressione agente è in ogni punto inferiore al limite resistente.

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

14.3.2 Verifica lato struttura

14.3.2.1 Verifica nuova platea

Si riporta di seguito la verifica strutturale della nuova platea in c.a.

Si riportano di seguito i valori di momento resistente, ipotizzando un'armatura superiore e inferiore costituita da doppia maglia D12/20x20 cm.

Titolo :

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	6
2	5.65	14

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

DXF

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 calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C

C35/45

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} N/mm²

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd}

ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²

τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

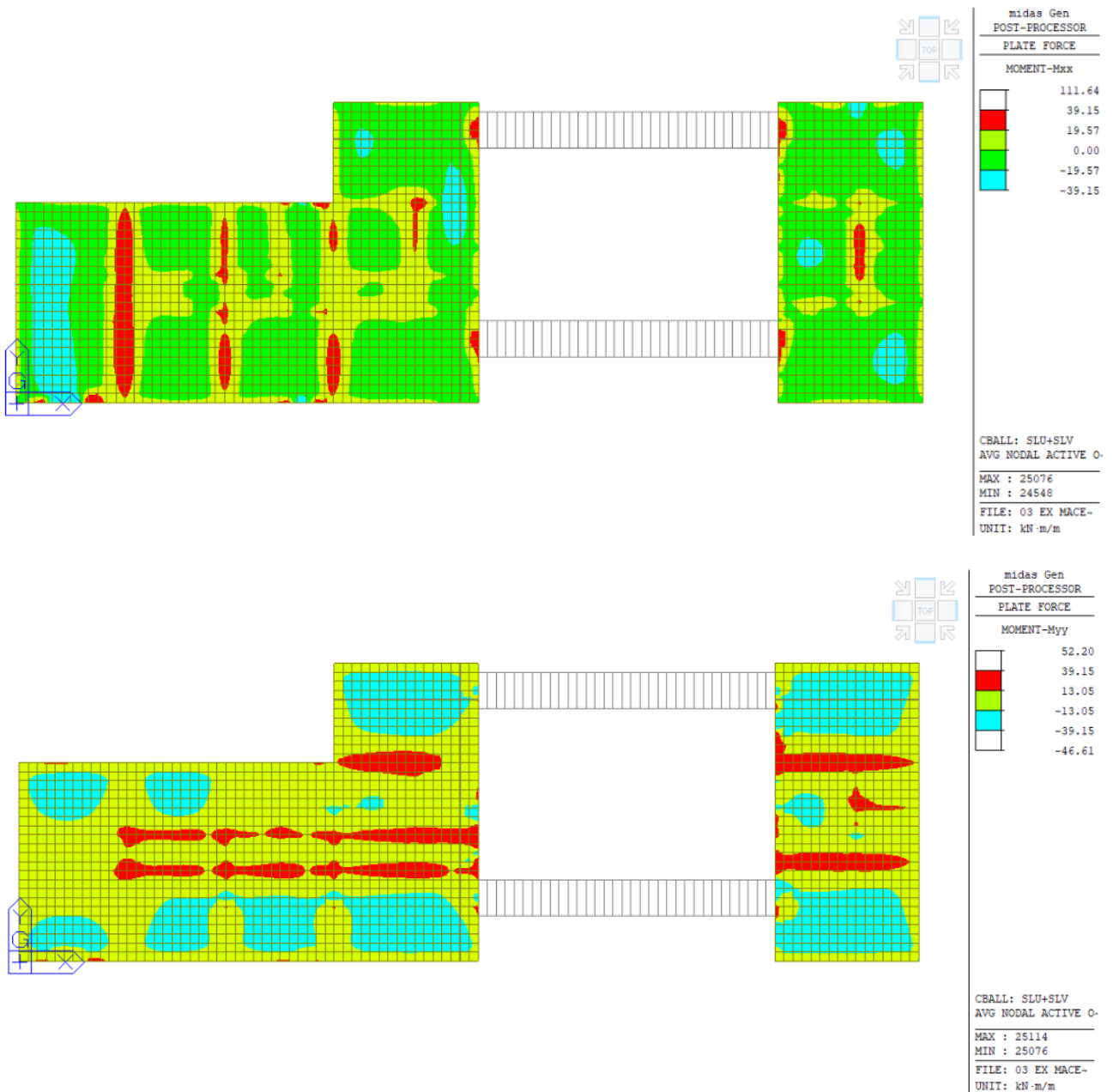
Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm

Precompresso

Si riportano di seguito i valori di momento nell'involuppo, limitandoli al valore resistente determinato poc'anzi.



Come si nota, il valore di momento sollecitante risulta in ogni punto inferiore al valore di momento resistente. La **verifica** risulta quindi **soddisfatta**.

14.3.2.2 Verifica nuove travi di fondazione

Si riporta di seguito la verifica strutturale della nuova platea in c.a.

Si riportano di seguito i valori di momento resistente, assumendo un'armatura superiore e inferiore costituita da 10+10 D20.

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	200	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	6
2	31.42	44

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

E_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

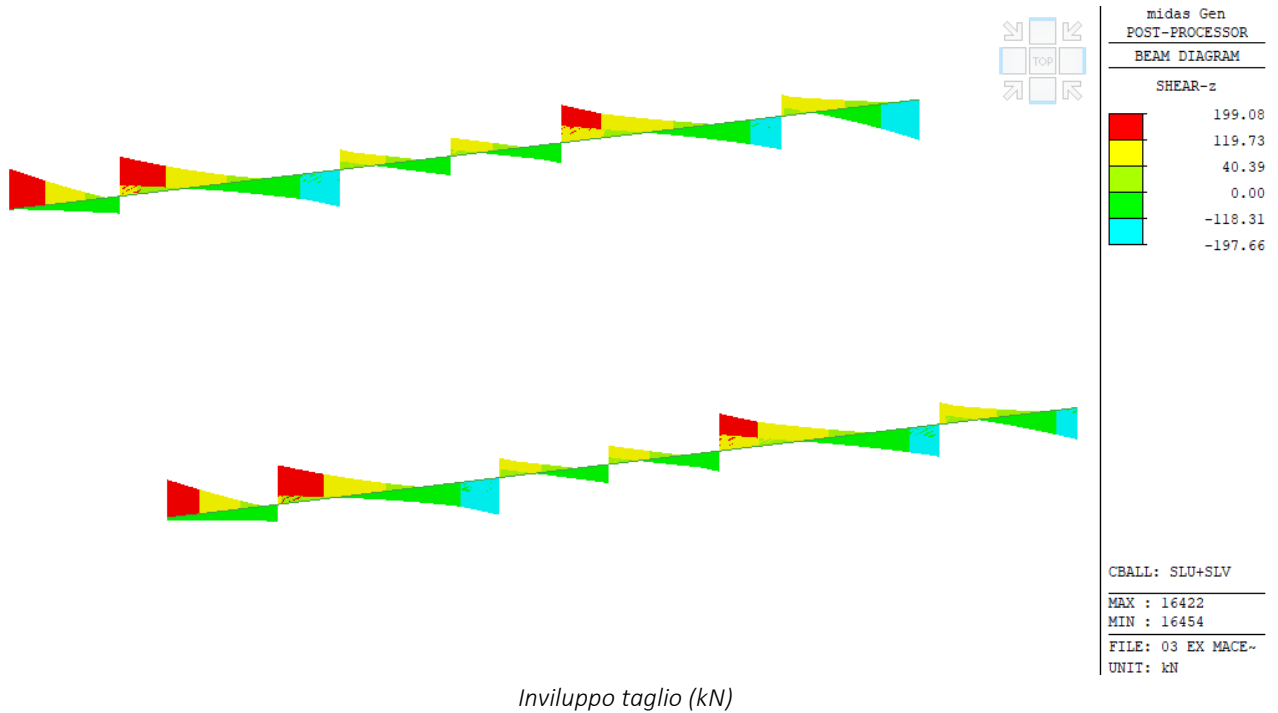
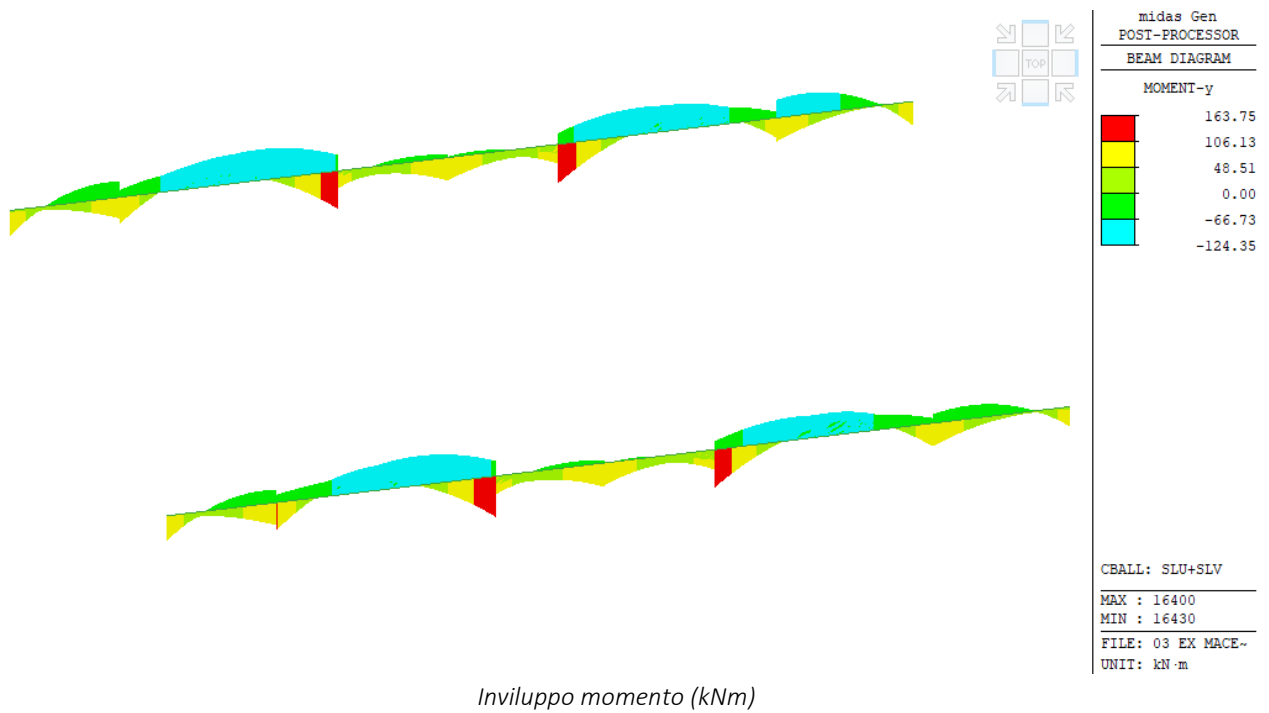
M-curvatura

Precompresso

Si riportano di seguito i valori di taglio resistente, assumendo una staffatura costituita da staffe a 6 bracci D12/20 cm.

geometria:			
H =	500 mm	altezza elemento	
b =	2000 mm	larghezza elemento	
c =	65 mm	copriferro ambo i lati	
d =	435 mm	altezza utile	
Asl =	0 mm ²	area arm long trazione Morsch	
ρ =	0.0000		
k =	1.68		
N =	0 kN	sforzo normale di compressione	
σ_{cp} =	0.00 MPa	tensione media di compressione nella sezione	
materiali:			
R _{ck} =	42 MPa	F _{yk} =	450 MPa
f _{ck} =	35 MPa	f _{yd} =	391 MPa
f _{cd} =	19.83 MPa		
f' _{cd} =	9.92 MPa		
f _{ctm} =	3.21 MPa		
f _{ctk} =	2.25 MPa		
f _{ctd} =	1.50 MPa		
V _{min} =	0.45		
verifica resistenza a taglio senza armatura specifica			
V _{sd} =	200.00 kN	<	V _{Rd1} = 391.59 kN OK
α =	90 °	angolo inclinazione armatura	
sin α =	1		
ctg α =	0		
θ =	45 °	angolo inclinazione puntoni di cls	
ctg θ =	1.0		
Φ =	12 mm	diametro staffe	
n° =	6.0	n° braccia delle staffe	
A _{sw} =	679 mm ²	area staffe	
s =	250 mm	passo staffe	
V _{Rsd} =	416 kN	contributo a taglio trazione	
α_c =	1.00	coefficiente maggiorativo	
V _{Rcd} =	3882 kN	contributo a taglio compressione	
V _{sd} =	200.00 kN	<	V _{Rsd} = 416 kN OK
a ₁ =	20 cm	traslazione del momento	

Si riportano di seguito gli involuپی delle sollecitazioni.



Come si nota, il valore di momento sollecitante e di taglio sollecitante risultano in ogni punto inferiore ai valori resistenti.

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