

RELAZIONE TECNICA

**IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI FERTILIZZANTI DA FANGHI DI
DEPURAZIONE SITO IN VIA PORTONI BANDISSOLO LOCALITA'
PORTOVERRARA**

LOCALE "PASSERELLA"

**VIA PORTONI BANDISSOLO (LOC. PORTOVERRARA)
COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE)**

INDICE

Premessa	3
1. Indicazione degli estremi del committente.....	3
2. Indicazione degli estremi delle figure concorrenti alla progettazione.....	3
3. Individuazione del sito in cui sorgerà l'opera	3
3.1. Localizzazione dell'intervento.....	3
4. Indicazione di eventuali documenti tecnici applicativi ad integrazione delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni.....	5
4.1. Quadro normativo di riferimento	5
4.2. Documenti tecnici applicativi integrativi.....	5
5. Indicazioni basate sulle risultanze dell'indagine geologica, delle caratteristiche del terreno su cui sorgerà la costruzione e pianificazione delle indagini geognostiche necessarie in fase di progettazione esecutiva	5
6. Indicazioni sulle prime ipotesi relative alla tipologia del sistema di fondazioni adottate.....	7
7. Indicazione delle destinazioni d'uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, con specificazione delle azioni permanenti e relativa descrizione tipologica degli elementi che concorrono alla definizione di tali azioni, nonché specificazione delle azioni variabili agenti.....	7
7.1. Descrizione dell'organismo strutturale	7
7.2. Azioni di progetto sulla costruzione.....	8
7.2.1. Azioni gravitazionali.....	8
7.2.2. Azione della neve.....	9
7.2.3. Azione del Vento.....	11
7.2.4. Azione della Temperatura.....	13
8. Indicazione della "Vita Nominale" e della "Classe d'uso" della costruzione	13
9. Individuazione della tipologia strutturale adottata e motivazioni della scelta compiuta.....	13
10. Indicazione dei materiali adottati con particolare riferimento alle motivazioni delle scelte compiute in relazione ai requisiti di resistenza meccanica e di durabilità con particolare riferimento alla riduzione degli interventi di manutenzione straordinaria da compiere durante la vita nominale dell'opera strutturale, al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico	13

10.1. Elenco dei materiali previsti	13
10.2. Indicazioni sul piano di manutenzione	13
11. Individuazione dei parametri che concorrono alla definizione dell'azione sismica di riferimento in base alla tipologia strutturale adottata e alle condizioni del sito	14
11.1. Metodologie di analisi e verifiche	14
11.2. Azione sismica.....	15
11.2.1. Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	15
11.2.2. Stato Limite di Danno (SLD)	16
12. Analisi delle interazioni tra le componenti architettoniche, impiantistiche e le opere di contenimento dei consumi energetici, nonché le modalità adottate per ridurre al minimo le eventuali interferenze con le strutture e proposte esecutive conseguenti.....	17
13. Analisi finalizzate a perseguire il più possibile i criteri di regolarità in pianta ed in elevazione della costruzione, dal punto di vista del comportamento sotto l'effetto delle azioni sismiche e proposte esecutive conseguenti.....	17
13.1. Regolarità in pianta	17
13.2. Regolarità in altezza.....	17
14. Primi dimensionamenti di massima dei principali elementi strutturali attraverso l'impiego di schemi semplici e facilmente controllabili per una agevole lettura e interpretazione dei risultati ...	17
14.1. Informazioni sul Codice di Calcolo	17
14.2. Criteri generali di modellazione.....	17
14.3. Principali risultati.....	20
14.3.1. Diagrammi delle sollecitazioni - Strutture in elevazione	20
14.3.2. Diagrammi delle sollecitazioni - Platea di fondazione	26
14.3.3. Pressioni massime sul terreno	28
14.3.4. Stima dei cedimenti attesi.....	29
15. Conclusioni.....	30

Premessa

Nella presente relazione vengono illustrati gli elementi essenziali del progetto delle strutture relativo ai lavori di nuova costruzione di un impianto per la produzione di fertilizzanti da fanghi di depurazione sito in via Portoni Bandissolo in località Portoverrara del Comune di Portomaggiore (FE).

1. Indicazione degli estremi del committente

COMMITTENTE

Centro Agricoltura Ambiente "G. Nicoli" s.r.l.

Via Sant'Agata, 835

40014 – Crevalcore (BO)

2. Indicazione degli estremi delle figure concorrenti alla progettazione

Progetto Architettonico

Arch. Gianni Mazzoni

Studio Associato Architetti Gamberini Mazzoni E Partners

Via Dante, 7/A

40016 – San Giorgio di Piano (BO)

Progetto Strutturale

Ing. Marco Bettazzi

Studio Beta Associati

Via Castiglione, 31

40124 Bologna

3. Individuazione del sito in cui sorgerà l'opera

3.1. Localizzazione dell'intervento

L'intervento in progetto riguarda la realizzazione di un capannone ad uso produttivo/industriale, all'interno del quale trova sede la "Passerella" di collegamento tra i due centri di stoccaggio e lavorazione concimi dell'attività sopra indicata.

In figura sottostante sono riportate una vista aerea con l'individuazione del sito in cui è localizzato il fabbricato esistente oggetto di demolizione e ricostruzione, le cui coordinate geografiche sono le seguenti:

- Longitudine: 11,83390029 E
- Latitudine: 44,67730977 N



Figura 1 – Vista aerea del sito

Ai sensi della delibera D.G.R. E-R n.146 del 06 Febbraio 2023, il territorio del comune di Portomaggiore (FE) è classificato come Zona sismica 3, come evidenziato nella figura seguente.

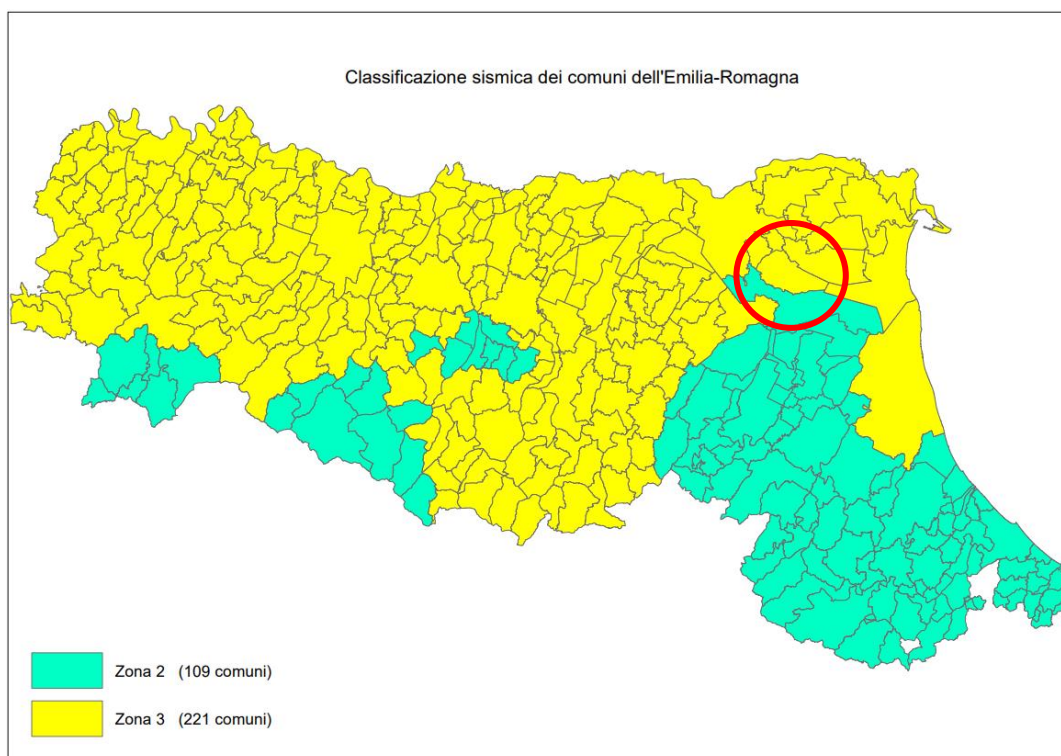


Figura 2 – Estratto della delibera D.G.R. E-R n.146 del 06 febbraio 2023 – Classificazione sismica

4. Indicazione di eventuali documenti tecnici applicativi ad integrazione delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni

4.1. Quadro normativo di riferimento

La Normativa italiana cui viene fatto riferimento è la seguente:

- **D.M. del 17 Gennaio 2018** "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";
- **Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7** "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»";
- **Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971.** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- **D.P.R. 6 Giugno 2001 n. 380.** "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia";

4.2. Documenti tecnici applicativi integrativi

- **Atto di indirizzo della Regione Emilia Romagna** recante: "Individuazione dei contenuti cogenti del progetto esecutivo riguardante le strutture, ai sensi dell'art.12, comma 1, della L.R. n.19 del 2008".

5. Indicazioni basate sulle risultanze dell'indagine geologica, delle caratteristiche del terreno su cui sorgerà la costruzione e pianificazione delle indagini geognostiche necessarie in fase di progettazione esecutiva

Le indagini geologiche, sismiche, le prove in situ e le caratteristiche geo-morfologiche del sito su cui

si prevede sorgerà l'opera in esame sono contenute all'interno della Relazione Geologica e Sismica Preliminare redatta dallo Studio Geologico "Brunaldi Raffaele" e allegata alla presente relazione.

Dalle analisi e dalle verifiche condotte, è possibile risalire alle caratteristiche preliminari riportate nel seguito:

- Comune di Portomaggiore (FE): **Zona 3**;
- Categoria di sottosuolo: **D**;
- Categoria topografica: **T1**.

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche condotte in situ è possibile suddividere il terreno secondo gli strati seguenti:

C.P.T. 3: Valori minimi, massimi, medi e VALORI CARATTERISTICI:

ORIZZONTE/STRATO	Profondità del tetto e del letto dello strato (in m da p.c.)	Dato: Cu in Kg/cm ² ; Φ in °	Dato: Mo in Kg/cm ² ;	γ medio in T/m ³
1: ARGILLE	p.c. 9.00	Cu compreso fra 0.25 e 0.75 Cu _{medio} = 0.48 Cu _K = 0.45	Mo compreso fra 35 e 58 Mo _{medio} = 46 Mo _K = 45	1.85 sino al livello della falda. 0.86 dal livello della falda. si ricorda che il livello della falda è variabile. Si veda l'apposito punto della Relazione di Modellazione Geologica
2: ARGILLE ORGANICHE/TORBOSE	9.00 13.40	Cu compreso fra 0.20 e 0.78 Cu _{medio} = 0.34 Cu _K = 0.29	Mo compreso fra 6 e 58 Mo _{medio} = 24 Mo _K = 19	0.80
3: ARGILLE, ARGILLE LIMOSE È presente sia la componente coesiva che la componente granulare.	13.40 Profondità massima di 14,80 m.	Cu compreso fra 0.78 e 1.17 Cu _{medio} = 0.96 Cu _K = 0.88 Φ compreso fra 27 e 29 Φ _{medio} = 28 Φ _K = 28	Mo compreso fra 57 e 105 Mo _{medio} = 81 Mo _K = 72	0.95

Tab. 2: 5° Percentile di distribuzione della media, adottando il metodo conservativo di Angus per un volume di rottura grande e con una distribuzione lognormale. Da Zhou & Gao: "Confidence intervals for the log-normal mean", statistics in medicine, Vol. 16, 783-790 (1997).

Il volume significativo di sottosuolo è identificato attraverso i seguenti parametri geotecnici.

PARAMETRI DEL TERRENO											
UNITA' GEOTECNICA		γ _n	c'	Ø'	tg(Ø')	tg(45+Ø'/2)	E	c _u	v	Quota [m]	
Descrizione	sigla	[kN/m. ³]	[kPa]	[°]	[--]	[--]	[MPa]	[kPa]	[--]	Da	a
Argille	AR	18.5	0	28	0.53	1.66	4.5	45	0.3	0	9
Argille organiche/Torbose	AO/T	19.6	0	28	0.53	1.66	1.9	29	0.3	9	13.4
Argille limose	AL	18.6	0	28	0.53	1.66	7.2	88	0.45	13.4	14.8

Sulla base di tali caratteristiche, si è determinata la costante di sottofondo k_s (coefficiente di Winkler), sulla base dei dati geotecnici del terreno di fondazione precedentemente individuati, si è fatto riferimento alla teoria di Vesic:

$$k_s = E_s / [B (1 - \mu^2)]$$

ove:

- k_s rappresenta la costante di sottofondo alla Winkler $[F/L^3]$
- E_s rappresenta il modulo elastico del suolo $[F/L^2]$

- μ è il modulo di Poisson del suolo [--]
- B è la dimensione della base di fondazione [L]

Di seguito i risultati ottenuti per i differenti strati.

STRATO	da	a	SIGLA	B [m]	γ [kN/m ³]	φ	E [Mpa]	ν	Kv [kg/cm ³]
Argille	0.00	9.00	AR	1	18.5	28.00	4.5	0.27	0.484
Argille organiche/Torbose	9.00	13.40	AO/T	1	19.6	28.00	1.9	0.27	0.204
Argille limose	13.40	14.80	AL	1	18.6	28.00	7.2	0.27	0.774

6. Indicazioni sulle prime ipotesi relative alla tipologia del sistema di fondazioni adottate

L'apparato fondale si prevede sarà costituito da una platea in cemento armato in opera avente spessore costante di 30 cm. La sagoma esterna della platea presenterà uno sporto rispetto alle strutture in elevazione di 30 cm, pari al doppio dello spessore della platea stessa.

Di seguito si riporta un estratto degli elaborati strutturali allegati alla presente.

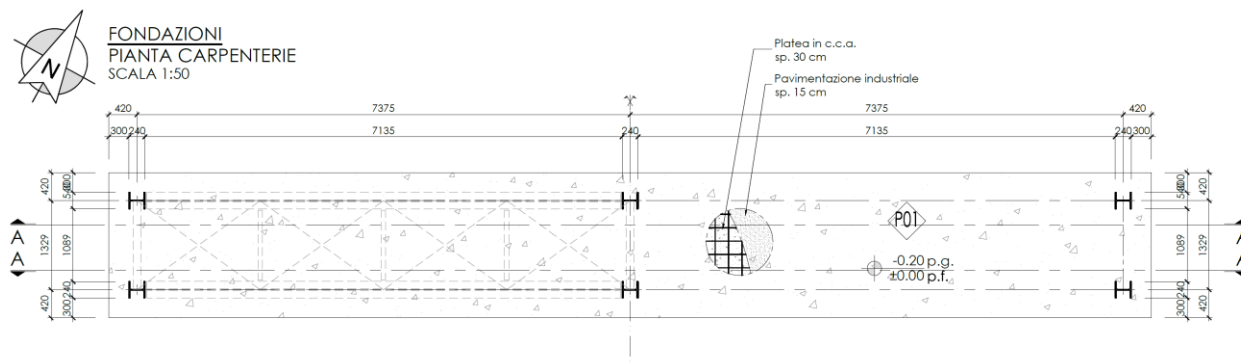


Figura 3 – Estratto platea di fondazione – Passerella

7. Indicazione delle destinazioni d'uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, con specificazione delle azioni permanenti e relativa descrizione tipologica degli elementi che concorrono alla definizione di tali azioni, nonché specificazione delle azioni variabili agenti.

7.1. Descrizione dell'organismo strutturale

La struttura oggetto di interventi, è costituita da un singolo livello fuori terra che costituisce la passerella di collegamento tra i due centri di stoccaggio.

La struttura portante è caratterizzata da un ponte reticolare a via inferiore con reticolari a diagonali alternate distanti 1,20 m, misurate in asse, e con una luce tra le briglie di 2,34 m.

La struttura reticolare è sorretta da 3 coppie di piastri metallici di sezione HEB240 alti 5,00 m.

Di seguito alcuni estratti degli elaborati riguardanti il fabbricato in esame.

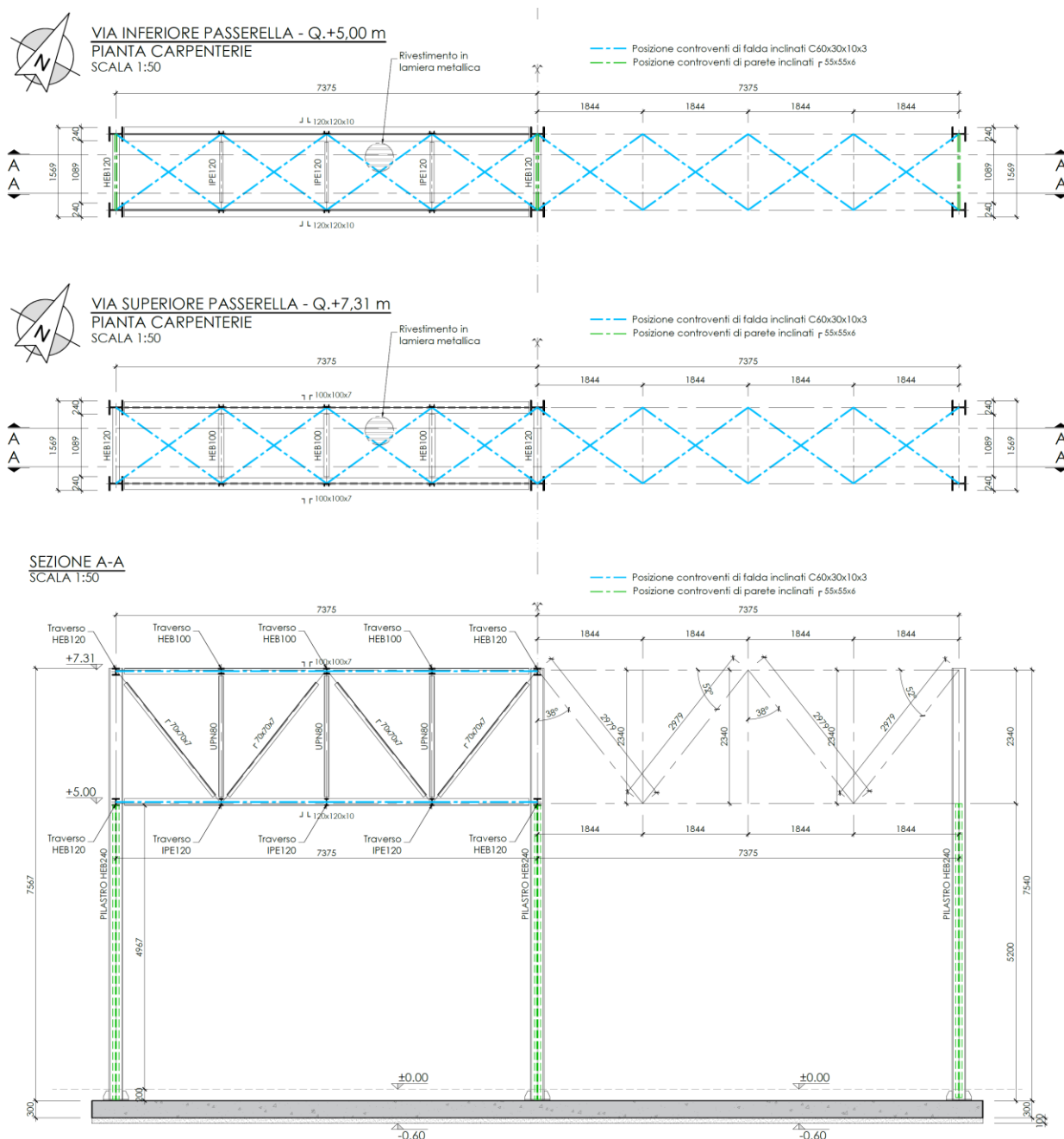


Figura 4 – Estratto elaborati grafici

Per maggiori informazioni riguardo le planimetrie dei diversi livelli, in cui sono evidenziati gli elementi verticali che li sostengono, si rimanda agli elaborati strutturali allegati alla presente relazione.

7.2. Azioni di progetto sulla costruzione

Si riportano nel seguito le azioni considerate per il dimensionamento degli elementi strutturali in accordo con il D.M. 17/01/2018.

7.2.1. Azioni gravitazionali

Di seguito si riportano i carichi gravitazionali considerati per gli edifici e per l'autorimessa.

Tabella 7.1 – Carichi gravitazionali

P01	PLATEA DI FONDAZIONE - SP. 30 cm	Soletta	
a) Carichi permanenti strutturali	s [cm]	γ [kg/m ³]	q_k [kg/m ²]
Tipo solaio s = 30	30	--	750

b) Carichi permanenti non strutturali	s [cm]	γ [kg/m³]	q_k [kg/m²]
Pavimentazione industriale	20.00	2500	500
Incidenza tramezzi cfr. NTC18 cap. 3.1.3	--	--	0
c) Carichi variabili	q_k [kg/m²]		
--	--	--	0
--			0
Spessore pacchetto oltre strutturale	20.00		
Spessore totale	50.00		
Totale carichi permanenti strutturali		G₁ =	750 kg/m²
Totale carichi permanenti non strutturali		G₂ =	500 kg/m²
Totale carichi variabili		Q_k =	0 kg/m²
Totale carichi		P =	1250 kg/m²

S01	PIANO INFERIORE	Metallico	
a) Carichi permanenti strutturali	s [cm]	γ [kg/m³]	q_k [kg/m²]
Peso proprio solaio		--	20
b) Carichi permanenti non strutturali	s [cm]	γ [kg/m³]	q_k [kg/m²]
Carichi appesi			50
Peso macchinario rullo			150
c) Carichi variabili	q_k [kg/m²]		
Cat. E1	--	--	600
--			0
Spessore pacchetto oltre strutturale (escluso manto di copertura)	0.00		
Spessore totale (escluso manto di copertura)	0.00		
Totale carichi permanenti strutturali		G₁ =	20 kg/m²
Totale carichi permanenti non strutturali		G₂ =	200 kg/m²
Totale carichi variabili		Q_k =	600 kg/m²
Totale carichi		P =	820 kg/m²

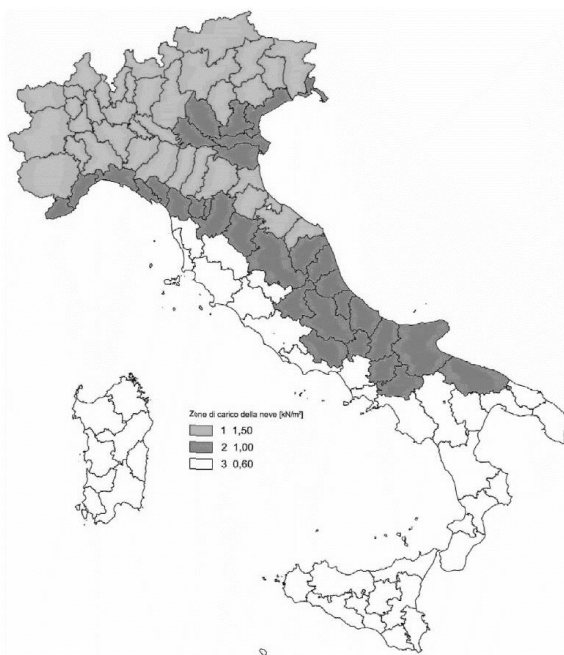
C01	COPERTURA	Metallico	
a) Carichi permanenti strutturali	s [cm]	γ [kg/m³]	q_k [kg/m²]
Peso proprio solaio		--	20
b) Carichi permanenti non strutturali	s [cm]	γ [kg/m³]	q_k [kg/m²]
Carichi appesi			50
c) Carichi variabili	q_k [kg/m²]		
Neve (a quota ≤ 1000 m.s.l.m.)	--	--	165
--			0
Spessore pacchetto oltre strutturale (escluso manto di copertura)	0.00		
Spessore totale (escluso manto di copertura)	0.00		
Totale carichi permanenti strutturali		G₁ =	20 kg/m²
Totale carichi permanenti non strutturali		G₂ =	50 kg/m²
Totale carichi variabili		Q_k =	165 kg/m²
Totale carichi		P =	235 kg/m²

7.2.2. Azione della neve

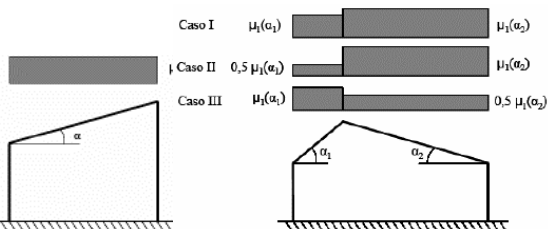
Coerentemente con quanto prescritto nel paragrafo §3.4 delle NTC 2018 l'azione della neve è stata definita come descritto nel seguito.

Calcolo secondo DM 17.01.2018 - NTC 2018 - cfr. par. 3.4

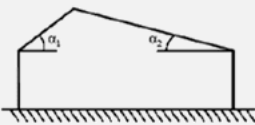
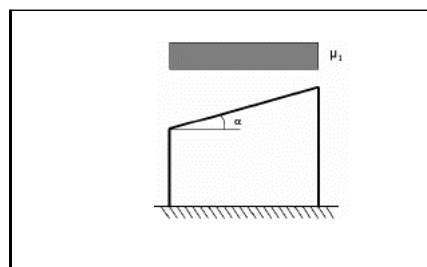
3.4.2 VALORE DI RIFERIMENTO CARICO NEVE AL SUOLO			
Provincia di appartenenza del sito		Ferrara	
Zona di carico della neve		ZONA II	
Altitudine di riferimento	a,s	3	m.s.l.m.
Carico di riferimento neve al suolo	q, sk	1.00	kN/m ²
3.4.3 COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE			
3.4.3.2 Copertura ad una falda			
Angolo di inclinazione falda	α	—	°
Coefficiente di forma	$\mu,1$	0.00	
3.4.3.3 Copertura a due falde			
Angolo di inclinazione falda 1	$\alpha, 1$	4	°
Angolo di inclinazione falda 2	$\alpha, 2$	4	°
Coefficiente di forma 1	$\mu,1$	0.80	
Coefficiente di forma 1 ridotto (Caso II)	$0,5 \mu,1$	0.40	
Coefficiente di forma 2	$\mu,2$	0.80	
Coefficiente di forma 2 ridotto (Caso III)	$0,5 \mu,2$	0.40	
3.4.4 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE			
Topografia sito		Normale	
Coefficiente di esposizione	C,E	1.00	
3.4.5 COEFFICIENTE TERMICO			
Coefficiente termico	C,t	1.00	
3.4.1 CARICO DA NEVE SULLE COPERTURE			



b) Caso copertura a due falde			
Caso I	Carico da neve falda 1	q, s 1	0.80 kN/m²
	Carico da neve falda 2	q, s 2	0.80 kN/m²
Caso II	Carico da neve falda 1 ridotto	q, s 1 rid	0.40 kN/m²
	Carico da neve falda 2	q, s 2	0.80 kN/m²
Caso III	Carico da neve falda 1	q, s 1	0.80 kN/m²
	Carico da neve falda 2 ridotto	q, s 2 rid	0.40 kN/m²



81.55 kg/m ²	$\mu_1(\alpha_1)$	$\mu_2(\alpha_2)$	81.55 kg/m ²
40.77 kg/m ²	$0,5 \mu_1(\alpha_1)$	$\mu_2(\alpha_2)$	81.55 kg/m ²
81.55 kg/m ²	$\mu_1(\alpha_1)$	$0,5 \mu_2(\alpha_2)$	40.77 kg/m ²

In aggiunta al contributo "di base" dell'azione della neve, agente sulla copertura metallica si considera anche il contributo dell'accumulo presente.

Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)

b_1 [m]	17.1202
b_2 [m]	15.4
h [m]	4.4202
α [°]	6

l_s [m]	8.8404
μ_1	0.8

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

μ_s	0
---------	---

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / q_{sk}$$

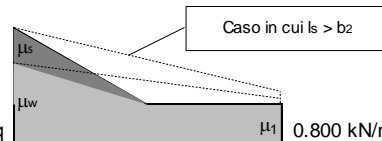
$(b_1 + b_2) / 2h$	3.679
$\gamma h / q_{sk}$	8.840
μ_w	3.679

$$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$$

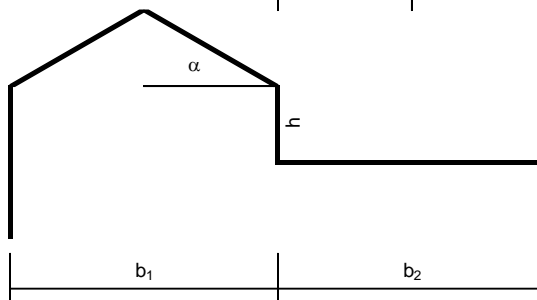
μ_2	3.679
---------	-------

l_s	<	b_2
-------	---	-------

(Caso i) 0.800 kN/mq μ_1 0.800 kN/mq



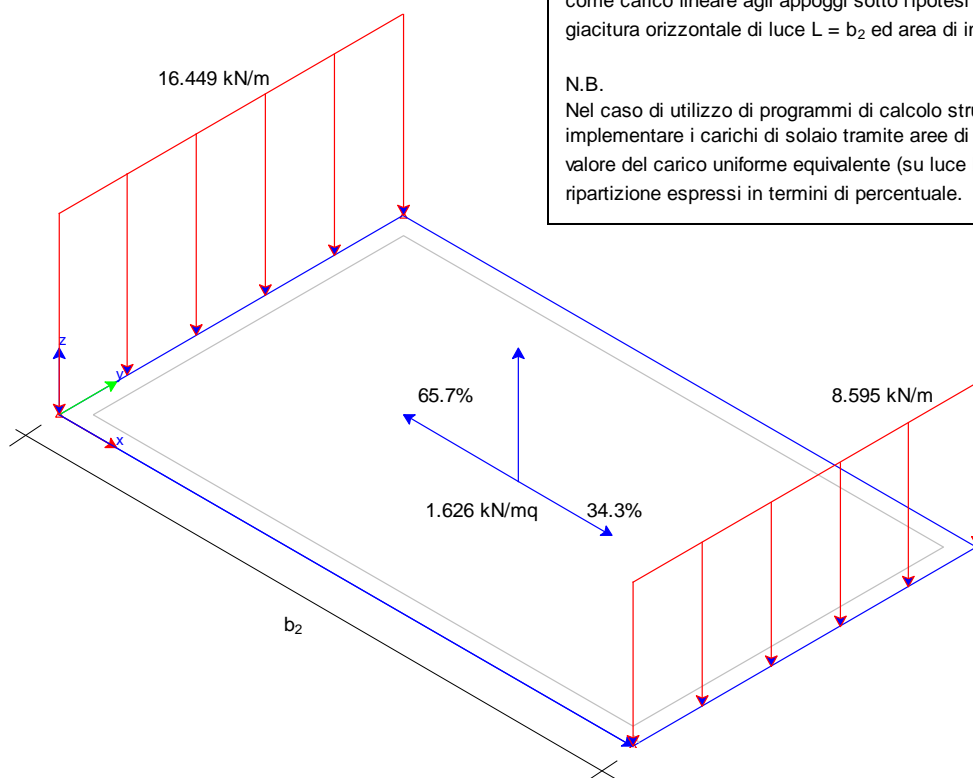
(Caso ii) 3.679 kN/mq μ_1 0.800 kN/mq



Per la condizione di carico (ii) si calcolano le azioni dovute alla neve come carico lineare agli appoggi sotto l'ipotesi di trave isostatica a giacitura orizzontale di luce $L = b_2$ ed area di influenza $i = 1$ m.

N.B.

Nel caso di utilizzo di programmi di calcolo strutturale che consentono di implementare i carichi di solaio tramite aree di carico si calcola anche il valore del carico uniforme equivalente (su luce $L = b_2$) ed i coefficienti di ripartizione espressi in termini di percentuale.

**7.2.3. Azione del Vento**

Coerentemente con quanto prescritto nel paragrafo §3.3 delle NTC 2018 e relativa Circolare Applicativa l'azione del vento è stata definita come descritto nel seguito. Come da Normativa, il caso in esame viene assimilato al caso di “Copertura Piana”.

CALCOLO CARICO DEL VENTO

EDIFICI RETTANGOLARI: COPERTURA PIANA

Calcolo secondo DM 17.01.2018 - NTC 2018 - cfr. par. 3.3

3.3.1 VELOCITA' BASE DI RIFERIMENTO

Zona in cui sorge la costruzione	2
Altitudine media sul liv. ello del mare del sito	$a_s = 9$ m
Velocità di base di riferimento al liv. ello del mare	$v_{b0} = 25.00$ m/s
Altitudine di riferimento	$a_0 = 750$ m
Coefficiente k_s	$k_s = 0.45$
Coefficiente di altitudine	$C_a = 1.00$

Velocità base di riferimento	$v_b = 25.00$ m/s
-------------------------------------	-------------------------------------

3.3.2 VELOCITA' DI RIFERIMENTO

Periodo di ritorno dell'azione del vento	$T_R = 50$ anni
Coefficiente di ritorno	$C_r = 1.00$

Velocità di riferimento	$v_r = 25.02$ m/s
--------------------------------	-------------------------------------

3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Densità media dell'aria	$\rho = 1.25$ kg/m ³
Pressione cinetica di riferimento	$q_r = 0.39$ kN/m²
	40.00 kg/m ²

3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Classe di rugosità terreno	C
Distanza dal mare	> 30 km
Categoria di esposizione del sito	III
Coefficiente k_r	$K_r = 0.20$
Parametro z_0	$z_0 = 0.10$ m
Parametro z_{min}	$z_{min} = 5.00$ m
Coefficiente di topografia	$C_t = 1.00$
Altezza dal suolo del punto considerato	$z = 7.34$ m
Coefficiente di esposizione	$C_e = 1.94$

3.3.8 COEFFICIENTI AERODINAMICI

3.3.8.1 Coefficiente di pressione globale

Largh. sopra vento	$b = 14.50$ m
Largh. radente	$d = 1.57$ m
Altezza edificio	$h = 2.34$ m
Angolo inclinaz. falde	$\alpha = 0.00^\circ$
Rapporto h/b	$h/b = 0.16$
Rapporto h/d	$h/d = 1.49$

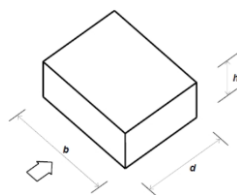


Tabella C3.3.1 - Circ. C.S.LL.PP. n.7 21.02.2019

Coefficienti di pressione globali

FACCIA	Coefficiente di pressione faccia sopra-vento	$C_{pe,1} = 0.72$
	Coefficiente di pressione faccia sotto-vento	$C_{pe,2} = -0.33$
	Coefficiente di pressione faccia laterale	$C_{pe,3} = -0.90$

FALDA	Coefficiente di pressione fascia sopra-vento	$C_{pe,A} = -0.80$
	Coefficiente di pressione fascia sotto-vento	$C_{pe,B} = -0.20$

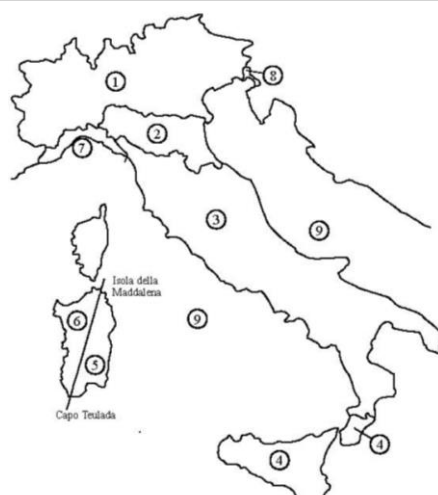
3.3.8.8 Coefficiente di attrito

Tipo di superficie	Molto Scabra
Coefficiente d'attrito	$C_f = 0.04$

3.3.9 COEFFICIENTE DINAMICO

Coefficiente dinamico	$C_d = 1.00$
------------------------------	--------------------------------

NOTE



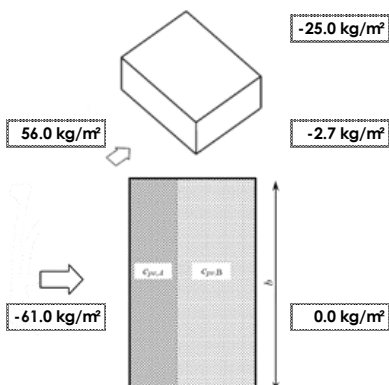
Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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 sorge 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).

per 2.34 m dal punto sopra-vento
Non necessario

FACCIA	3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO	
	Pressione del vento sopra-vento	$p_1 = 0.54$ kN/m ²
		56.0 kg/m ²
	Pressione del vento sotto-vento	$p_2 = -0.25$ kN/m ²
		-25.0 kg/m ²
FALDA	Pressione del vento sopra-vento	$p_1 = -0.61$ kN/m ²
		-61.0 kg/m ²
	Pressione del vento sotto-vento	$p_2 = -0.15$ kN/m ²
		-15.0 kg/m ²
	3.3.5 AZIONE TANGENTE DEL VENTO	
	Azione tangente del vento	$p_t = -0.03$ kN/m ²
		-2.70 kg/m ²



7.2.4. Azione della Temperatura

Conformemente a quanto indicato nel paragrafo §3.5.5. del D.M. 17.01.2018, si è considerata una variazione termica, per strutture in acciaio esposte, pari a $\pm 25^{\circ}$.

8. Indicazione della “Vita Nominale” e della “Classe d’uso” della costruzione

Il fabbricato presenterà:

- Classe d’Uso: **II**
- Vita Nominale. **50 anni.**

9. Individuazione della tipologia strutturale adottata e motivazioni della scelta compiuta

Per la definizione del comportamento strutturale, ai sensi del §7.3.1 e Tab. 7.3.II delle NTC 2018, si assume che la struttura metallica sia definibile come “**struttura intelaiata**”, nello specifico una struttura reticolare.

Le porzioni in elevazione della struttura, saranno studiate adottando un comportamento strutturale **non dissipativo** e fattore di struttura unitario:

$q_{SLV} = 1,00$

Per ciò che concerne il dimensionamento della struttura di fondazione, invece, in accordo con il paragrafo §7.2.5 del D.M. 17/01/2018 è stato adottato un comportamento strutturale **non dissipativo** con fattore di comportamento unitario, per cui è stata condotta una analisi elastica.

Nei riguardi di tutti gli Stati Limite di Danno, il valore del fattore di comportamento adottato è il seguente:

$q_{SLD} = 1,00$

Per quanto riguarda la rigidezza degli orizzontamenti, il solaio di copertura presente è stato considerato come *non infinitamente rigido*, in quanto non provvisto dei requisiti minimi fissati dal §7.2.6 delle NTC-2018 per la definizione dei diaframmi di piano.

10. Indicazione dei materiali adottati con particolare riferimento alle motivazioni delle scelte compiute in relazione ai requisiti di resistenza meccanica e di durabilità con particolare riferimento alla riduzione degli interventi di manutenzione straordinaria da compiere durante la vita nominale dell’opera strutturale, al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l’efficienza ed il valore economico

10.1. Elenco dei materiali previsti

I materiali previsti per la realizzazione della struttura in oggetto sono:

- Calcestruzzo di classe **C25/30** per il getto costituente la platea di fondazione;
- Acciaio da carpenteria strutturale di classe **S275 JR**

10.2. Indicazioni sul piano di manutenzione

I materiali sopra indicati saranno capaci di garantire un’adeguata durabilità, attraverso una manutenzione ordinaria dell’opera, sino alla fine della vita utile della struttura.

Per quanto riguarda le strutture metalliche, i sintomi di degrado sono i seguenti:

- La ruggine può essere evitata con opportune protezioni.
- Per quanto riguarda il comportamento al fuoco è da sottolineare che, pur essendo incombustibile, necessita di adeguata protezione e/o rivestimento almeno per quanto riguarda le strutture portanti. L'elevata temperatura, infatti, determina deformazioni anche notevoli, che possono comportare il collasso degli elementi portanti. Anche le basse temperature possono provocare gravi danni; alcuni acciai (non calmati, cioè mal disossidati) possono provocare una caduta di resilienza (tenacità) intorno allo zero termico. La caduta di resilienza provoca un infragilimento del materiale riducendone la resistenza meccanica.

I controlli e la loro periodicità è riassunta nella tabella seguente.

Controlli	Periodicità	Risorse	Ut./P.S.
- Controllo visivo, in corrispondenza della luce e degli incastri, di eventuali locali corrosioni dell'acciaio.	Ogni 4 anni	Attrezzature manuali	P.S.
- Verifica serraggio elementi giuntati	Ogni 4 anni	Attrezzature manuali	P.S.
- Visivo del trattamento ignifugo (se necessario)	Ogni 2 anni	Attrezzature manuali	P.S.

Gli eventuali interventi di manutenzione dovranno essere eseguiti da personale specializzato e sono riassunti nella tabella seguente:

Interventi	Periodicità	Risorse	Ut./P.S.
- Trattamento superficiale delle parti colpite da agenti chimici che causano la corrosione	Ogni 5 anni	Prodotti specifici	P.S.
- Rifacimento e/o sostituzione del manto di protezione ignifugo	Quando necessario	Prodotti specifici	P.S.

11. Individuazione dei parametri che concorrono alla definizione dell'azione sismica di riferimento in base alla tipologia strutturale adottata e alle condizioni del sito

11.1. Metodologie di analisi e verifiche

Conformemente alle indicazioni del D.M.17/01/2018, è stato studiato il comportamento globale della struttura in condizioni sia statiche che sismiche. Per lo studio di queste ultime, in particolare, è stata condotta una analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico.

Il comportamento strutturale considerato ai fini delle verifiche nei confronti delle azioni sismiche è non dissipativo, con fattore di comportamento unitario.

In accordo con il D.M. 17/01/2018 - §7.3.5, per l'analisi del nuovo fabbricato si sono considerate le combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo e di salvaguardia della Vita combinando le componenti dell'azione sismica secondo le due direzioni principali di pianta, secondo l'eq. 7.3.5.

Per le verifiche è stato impiegato l'**Approccio 2** (§2.6.1-NTC2018) il quale prevede l'utilizzo di un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali. In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti riportati nella colonna A1 della tabella 2.6.1 contenuta nelle NTC2018.

Per ciò che concerne l'analisi dell'apparato fondale, in conformità al par. 7.2.5 del D.M. 17/01/2018, è stato realizzato un modello globale dell'intero compendio immobiliare, in cui si è ipotizzato un comportamento strutturale non dissipativo. Nel modello rappresentativo delle fondazioni, il fattore di comportamento introdotto è pari a 1,00.

È opportuno sottolineare inoltre che, conformemente a quanto definito nel paragrafo §2.6.1 delle D.M.17/01/2018, per le verifiche di tipo geotecnico si sono utilizzati i coefficienti parziali relativi all'**Approccio 2** (A1+M1+R3). Si è pertanto impiegata una sola combinazione dei coefficienti per strutture di elevazione e fondazione.

Le azioni sono quelle derivanti dal modello di calcolo in elevazione, come previsto dalla Normativa vigente e come spiegato già in precedenza.

Il calcolo delle sollecitazioni negli elementi progettati è stato condotto secondo la teoria della Tecnica e Scienza delle Costruzioni. Le verifiche sono state condotte secondo il metodo degli Stati Limite Ultimi in accordo con il D.M. 17.01.2018. Le sollecitazioni negli elementi progettati sono state determinate considerando le combinazioni di carico più gravose. Sono inoltre stati analizzati, per gli elementi strutturali considerati significativi, le verifiche agli Stati Limite d'Esercizio.

Per lo studio delle strutture in c.c.a. in elevazione (pareti) ed in acciaio (elementi della reticolare e pilastri) è stato adottato il seguente codice di calcolo:

- **WinStrand** distribuito dalla EnExSys s.r.l. con sede in via Tizzano 46/2 – Casalecchio di Reno (BO).

Si tratta di un software di calcolo agli elementi finiti in grado di svolgere analisi statiche e dinamiche di strutture in campo elastico lineare.

11.2. Azione sismica

L'azione sismica agente sul fabbricato in oggetto è stata definita in accordo con il paragrafo §3.2 del D.M. 17/01/2018 considerando i seguenti parametri:

- Localizzazione: **Portomaggiore (FE)**, Longitudine **11,833900 E** Latitudine **44,677310 N**;
- Categoria di sottosuolo **D**: *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.*;
- Categoria topografica **T₁**: *Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$;*
- Coefficiente di amplificazione topografica: **S_t = 1.00**;
- Vita nominale: **V_N = 50 anni**;
- Classe d'uso: **II** – *Costruzione soggetta a normali affollamenti*;
- Coefficiente d'uso: **C_u = 1.0**;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: **V_R = V_N C_u = 75 anni**;
- Smorzamento viscoso: **5%**;
- Fattore riduttivo regolarità in altezza: **k_R = 0,80**

Stato Limite	C $q_u = C \alpha_u / \alpha_v$	q_u	q_v
SLV	1.00	1.00	1.50
SLD	1.00	1.00	1.50
SLC	1.00	1.00	1.50
SLO	1.00	1.00	1.50

Applicando i parametri riportati in precedenza si ottengono i seguenti spettri inerenti gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e di Danno (SLD).

11.2.1. Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 475 (anni)
- S_s 1.800
- T_B 0.22 [sec]
- T_C 0.65 [sec]
- T_D 2.21 [sec]
- a_g/g 0.1517

- F_0 2.590
- T_C^* 0.270

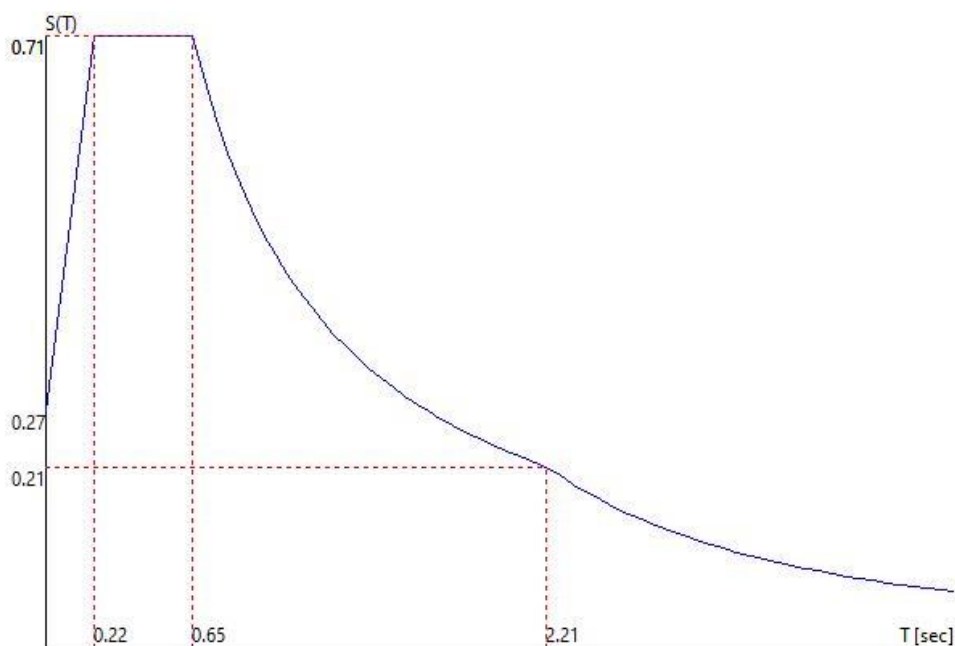


Figura 5 - Spettro di risposta di progetto SLV

11.2.2. Stato Limite di Danno (SLD)

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 63.0 e periodo di ritorno (T_R) 50 (anni)
- S_s 1.800
- T_B 0.22 [sec]
- T_C 0.65 [sec]
- T_D 1.81 [sec]
- a_g/g 0.0531
- F_0 2.5784
- T_C^* 0.2719

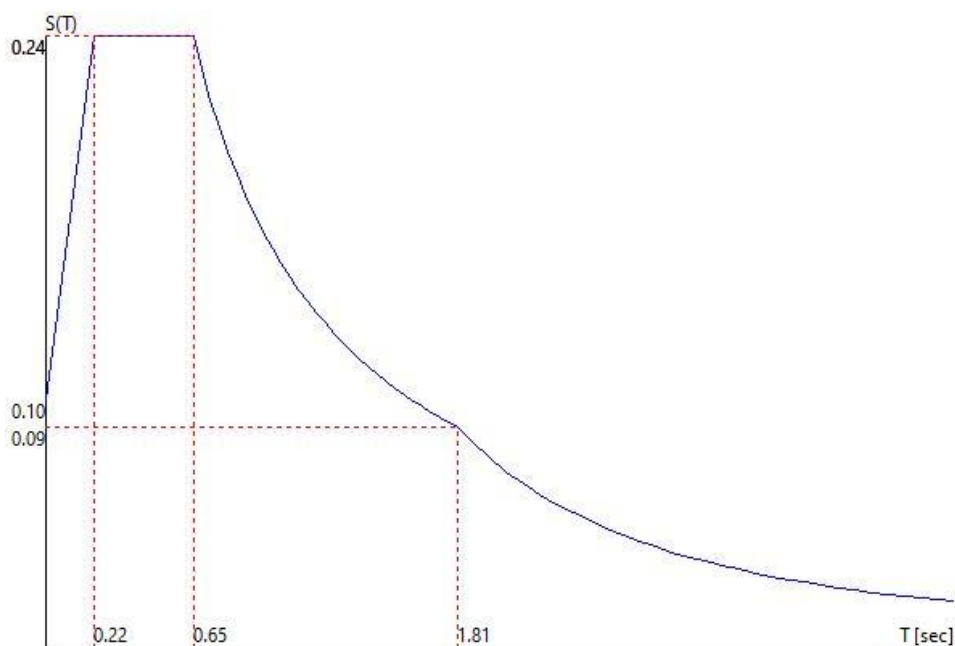


Figura 6 - Spettro di risposta di progetto SLD

12. Analisi delle interazioni tra le componenti architettoniche, impiantistiche e le opere di contenimento dei consumi energetici, nonché le modalità adottate per ridurre al minimo le eventuali interferenze con le strutture e proposte esecutive conseguenti

La definizione del progetto strutturale è stata effettuata tenendo conto delle interazioni con i progetti architettonico e impiantistico e valutando le opzioni migliori per eliminare le interferenze e in modo da non inficiare la stabilità statica e sismica dell'intero apparato strutturale.

13. Analisi finalizzate a perseguire il più possibile i criteri di regolarità in pianta ed in elevazione della costruzione, dal punto di vista del comportamento sotto l'effetto delle azioni sismiche e proposte esecutive conseguenti

13.1. Regolarità in pianta

In accordo con il § 7.2.1 delle NTC2018, la struttura in elevazione degli edifici è assimilabile a **regolare in pianta**.

13.2. Regolarità in altezza

Da una analisi dinamica del fabbricato, effettuata tramite un modello di calcolo, **non** sono rispettati i requisiti di regolarità in elevazione forniti al §7.2.1 del DM 17/01/2018. Pertanto, la struttura è stata considerata come **non regolare in elevazione**.

14. Primi dimensionamenti di massima dei principali elementi strutturali attraverso l'impiego di schemi semplici e facilmente controllabili per una agevole lettura e interpretazione dei risultati

Per il dimensionamento degli elementi strutturali sono stati implementati modelli ad elementi finiti nel rispetto del progetto architettonico dell'edificio.

14.1. Informazioni sul Codice di Calcolo

Il software utilizzato è il seguente: En.Ex.Sys. WinStrand Structural Analysis & Design, prodotto dalla ditta En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna).

14.2. Criteri generali di modellazione

Il fabbricato è stato modellato seguendo i criteri di seguito elencati:

- **Pilastri:** elementi monodimensionali a sviluppo verticale ai quali è stata assegnata una sezione coerente con gli elaborati strutturali ed i materiali sopra esposti;
- **Travi:** elementi monodimensionali a sviluppo orizzontale ai quali è stata assegnata una sezione coerente con gli elaborati strutturali ed i materiali sopra esposti;
- **Impalcati:** aree di carico alle quali sono state assegnate orditure coerenti con gli elaborati strutturali e carichi riportati nel paragrafo §7.2.1 della presente;
- **Platea di fondazione:** costituita da elementi bidimensionali con sezione e materiali definiti in precedenza e dimensione della mesh idonea all'individuazione delle possibili criticità a livello globale e locale.

Al fine di definire al meglio le sollecitazioni nei differenti elementi strutturali, sono stati implementati 2 distinti modelli di calcolo:

1. **Elevazione:** sono presenti tutti gli elementi strutturali definiti precedentemente ad esclusione della platea di fondazione. I pilastri, sono stati incastrati in corrispondenza base al fine di massimizzarne le sollecitazioni prodotte dall'azione sismica;
2. **Fondazione:** il dimensionamento della platea di fondazione è stato effettuato, concordemente a quanto prescritto nel paragrafo §7.2.5 del D.M. 17/01/2018, considerando le azioni trasmesse dagli elementi soprastanti derivanti dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo.

Nel seguito si riportano alcune immagini significative della fase di modellazione.

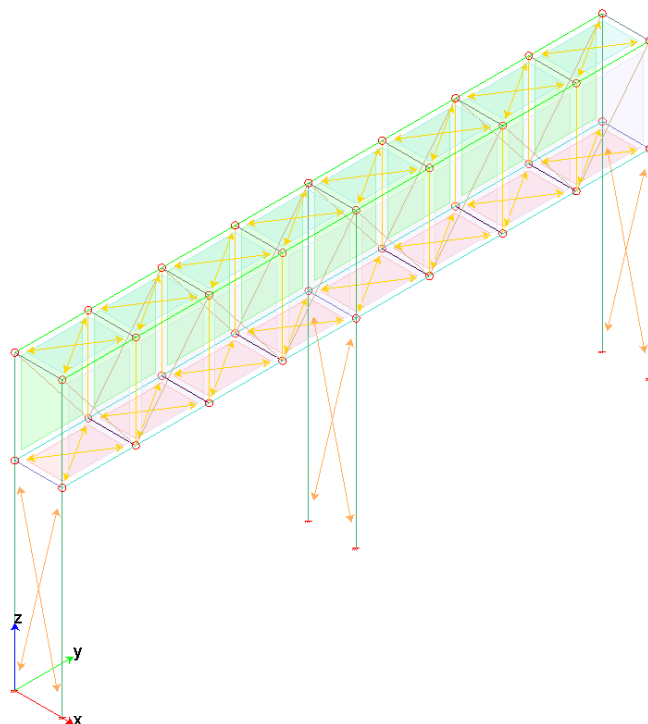


Figura 7 – Vista monofilare del modello 3D dell'elevazione

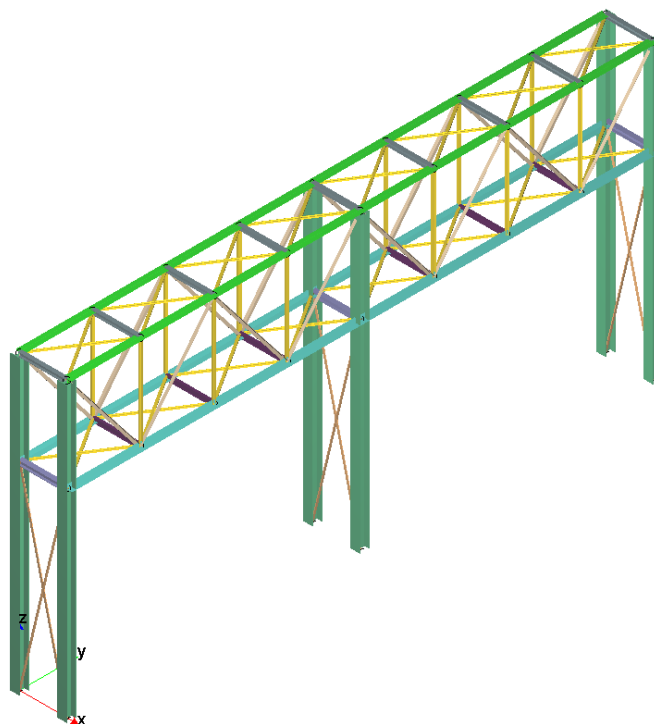


Figura 8 – Vista estrusa del modello 3D dell'elevazione

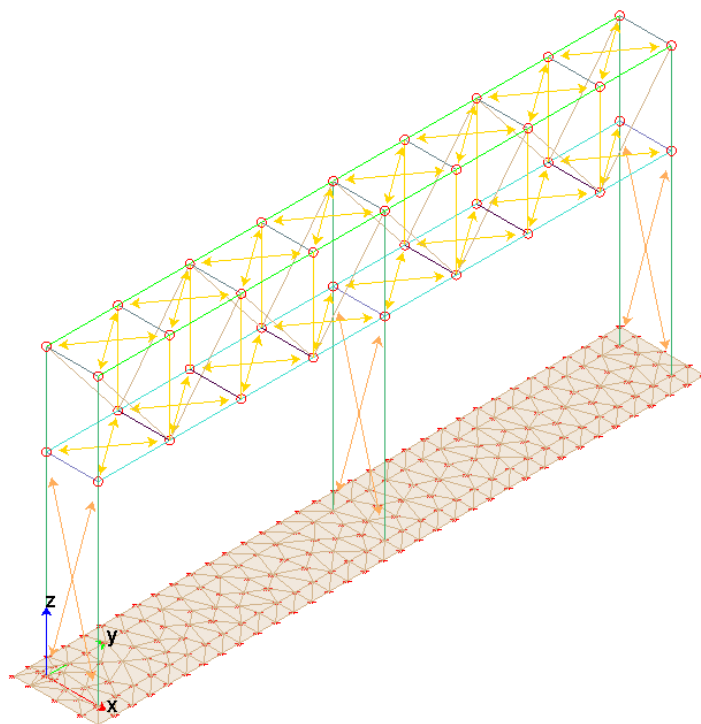


Figura 9 - Vista monofilare del modello 3D della fondazione

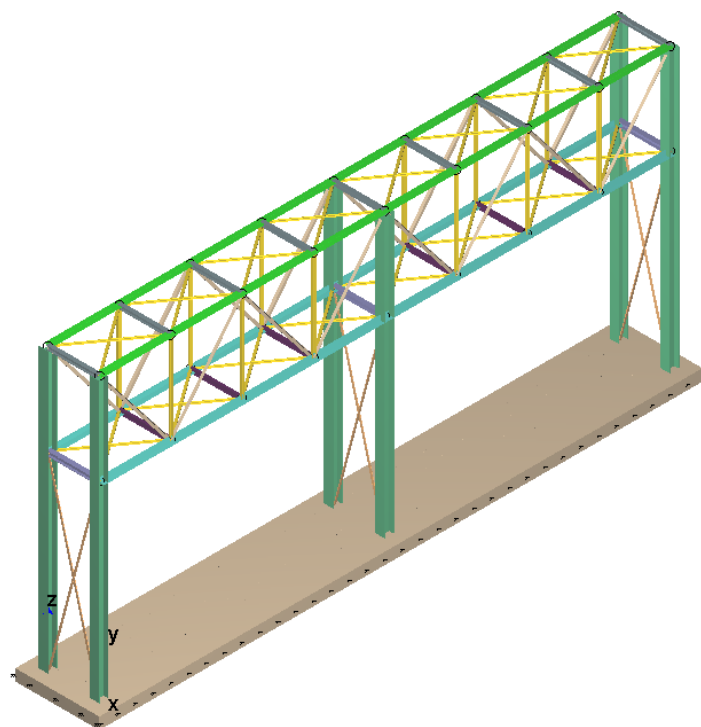


Figura 10 - Vista estrusa del modello 3D della fondazione

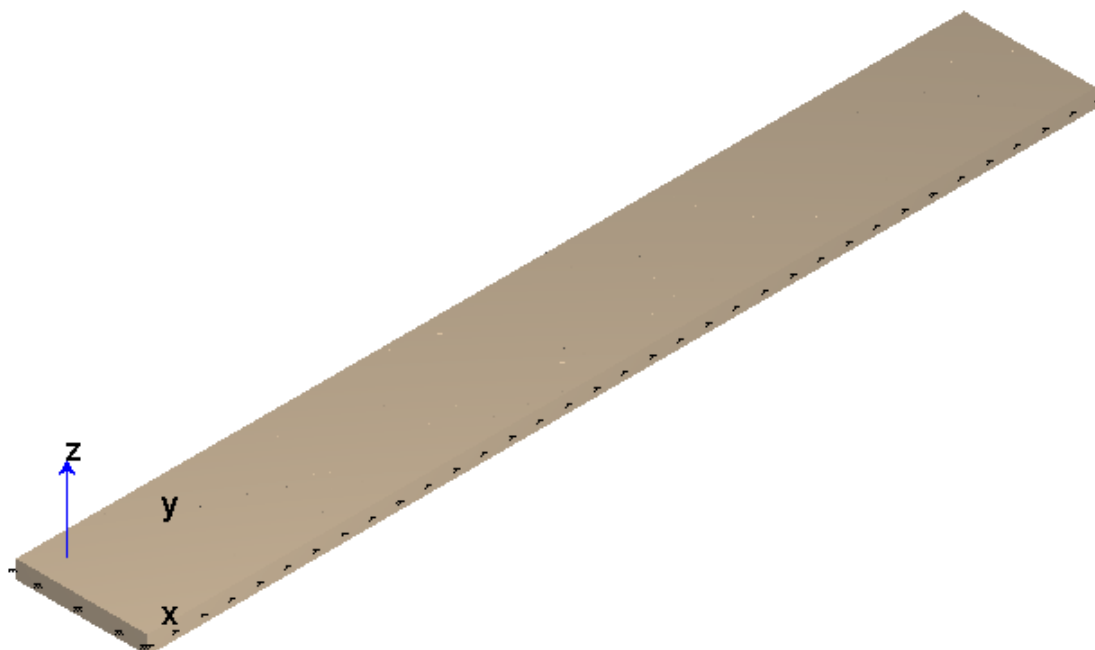


Figura 11 - Vista estrusa del modello 3D della fondazione

14.3. Principali risultati

Di seguito si riportano alcune immagini rappresentative delle sollecitazioni principali ottenute negli elementi strutturali tipo, assunte alla base delle verifiche di dimensionamento.

14.3.1. Diagrammi delle sollecitazioni - Strutture in elevazione

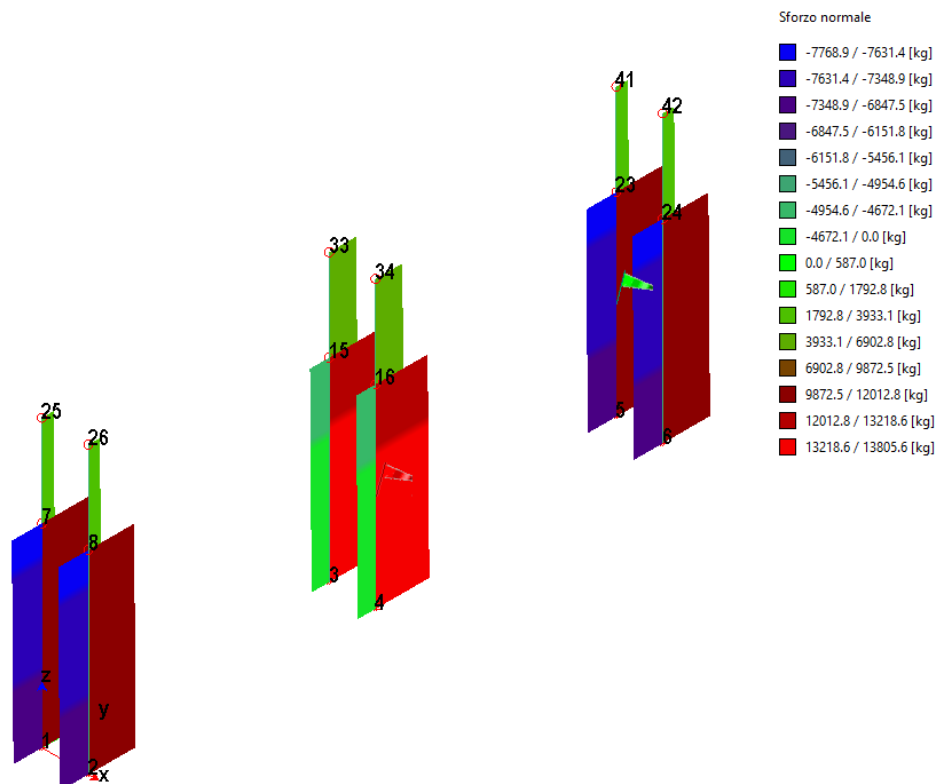


Figura 12 – Pilastri: involucro sforzo normale

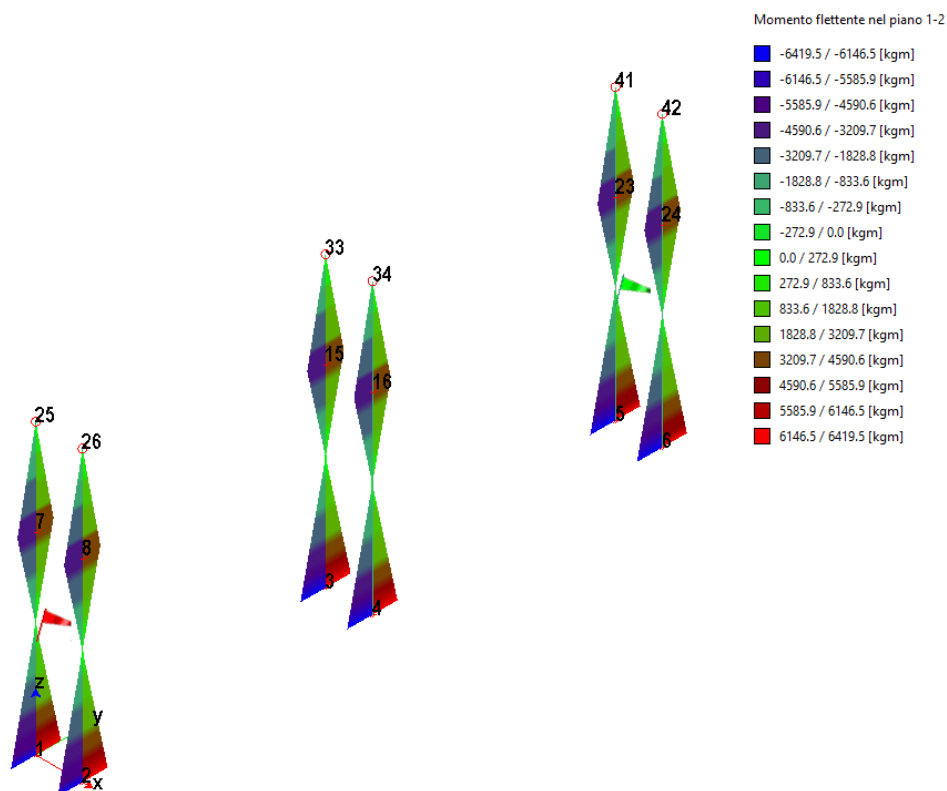


Figura 13 - Pilastri: Involuppo momento flettente M12

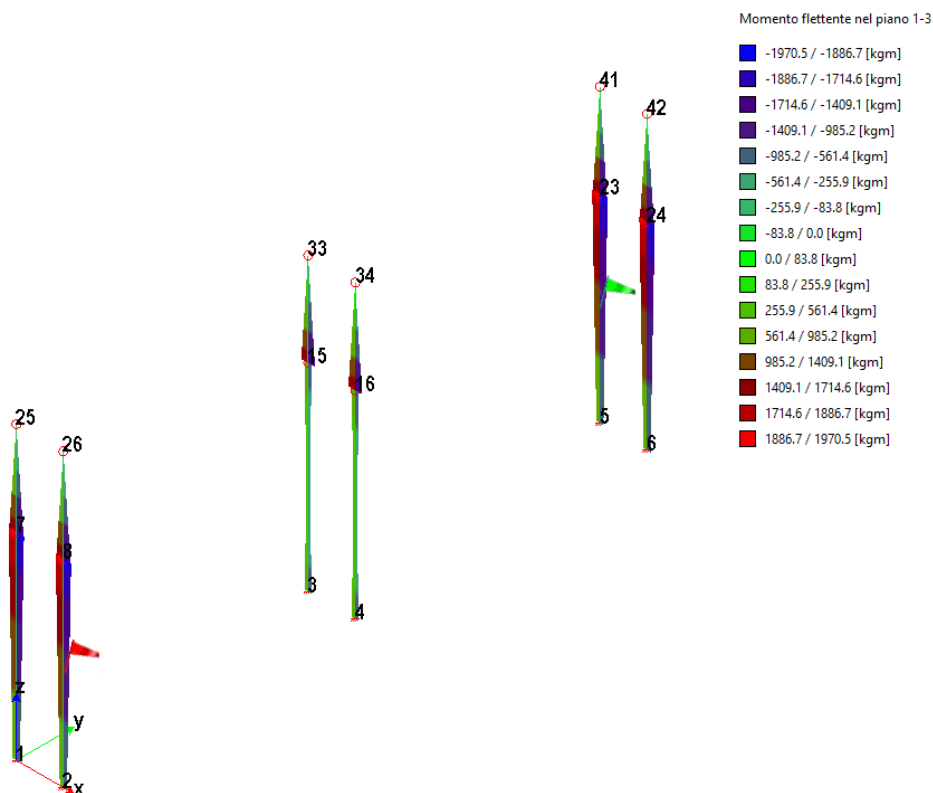


Figura 14 – Pilastri: involucro momento flettente M13

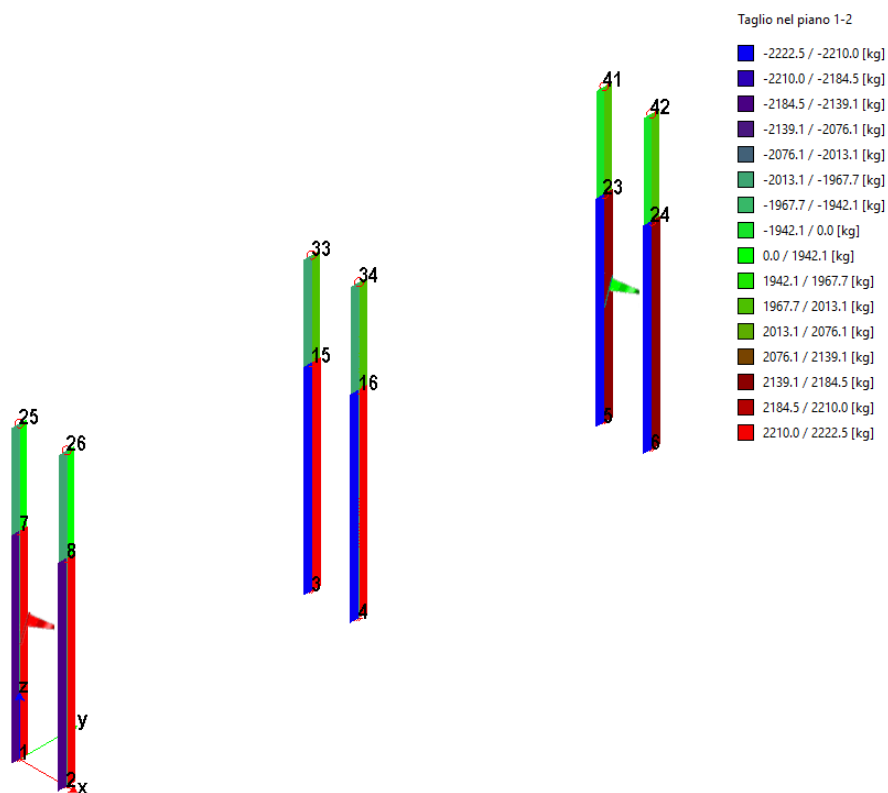


Figura 15 – Pilastri: involucro taglio T12

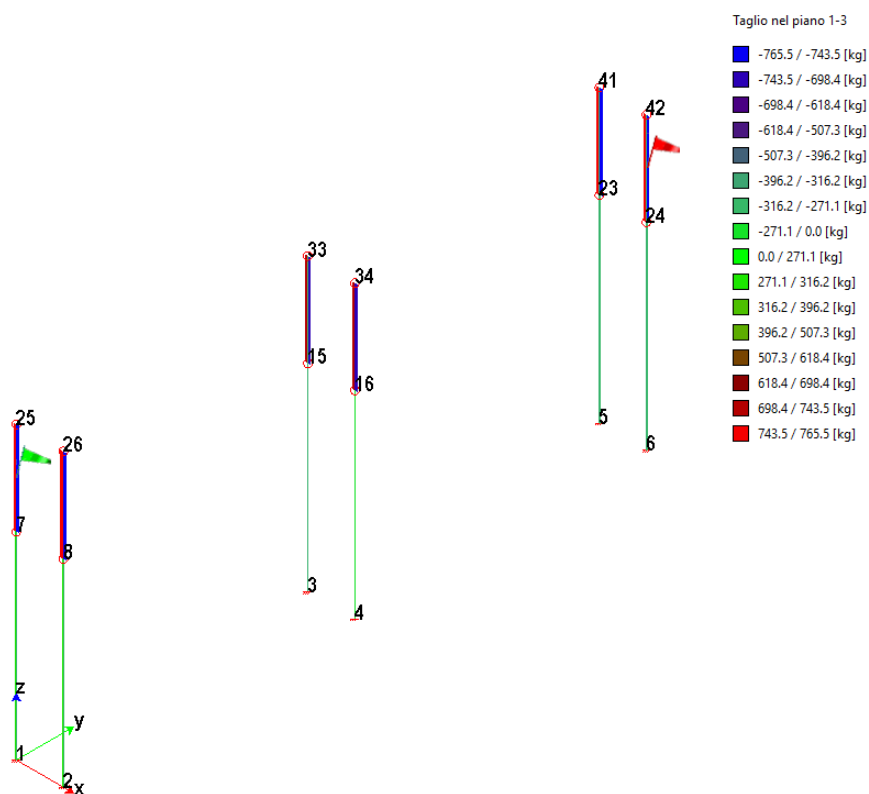


Figura 16 – Pilastri: involucro taglio T13

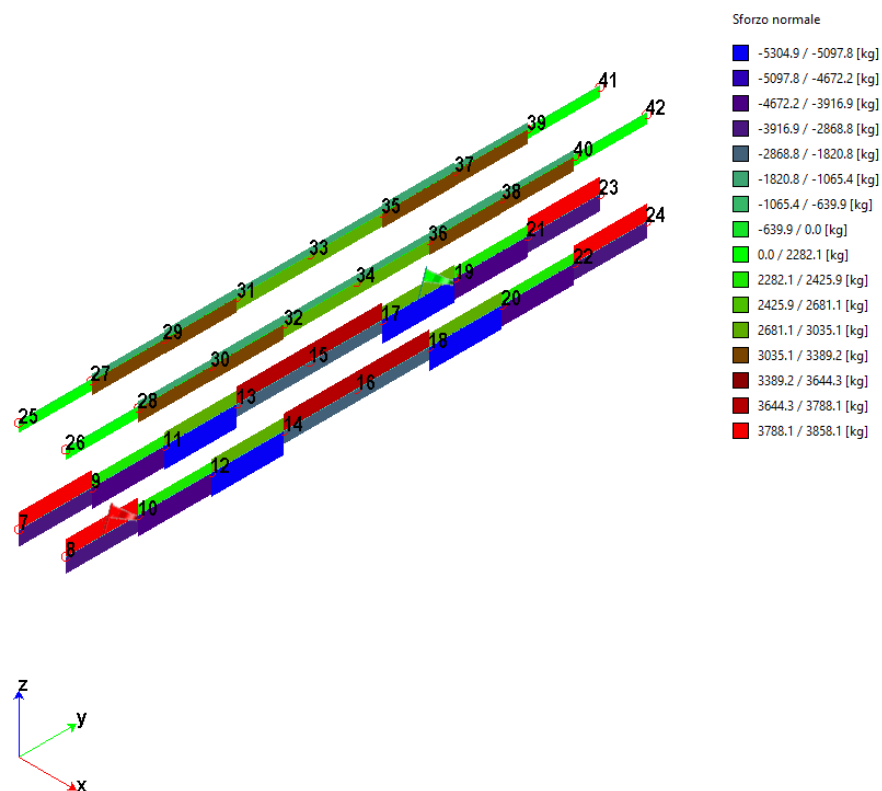


Figura 17 Involuppo sforzo normale correnti superiori e correnti inferiori capriate

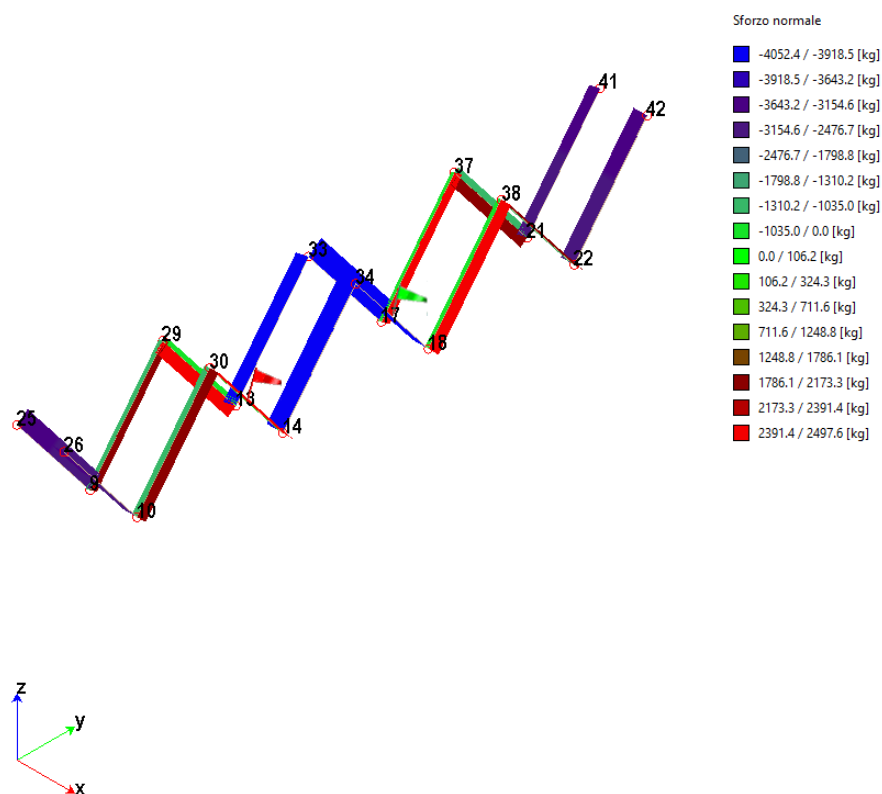


Figura 18 Involuppo sforzo normale diagonali capriate

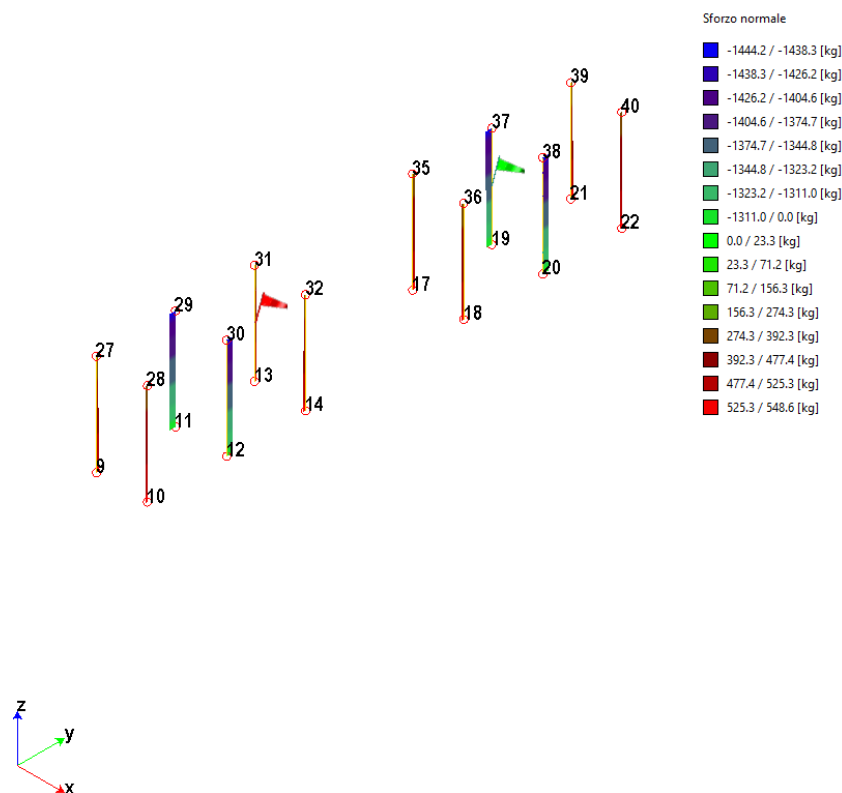


Figura 19 Involuppo sforzo normale montanti capriate

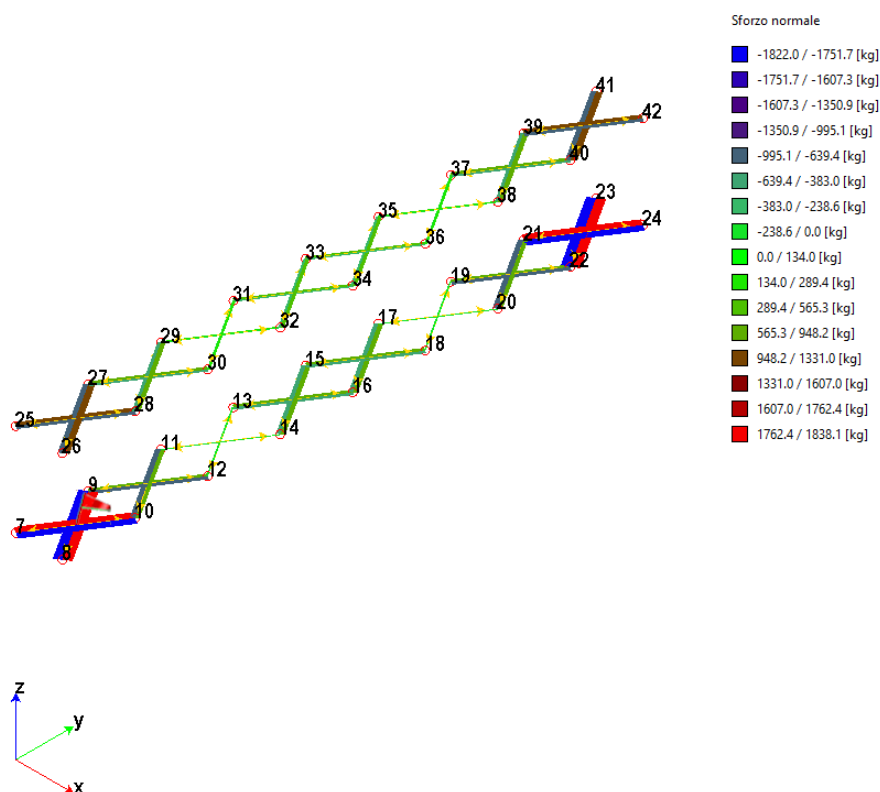


Figura 20 Involuppo sforzo normale controventi di falda

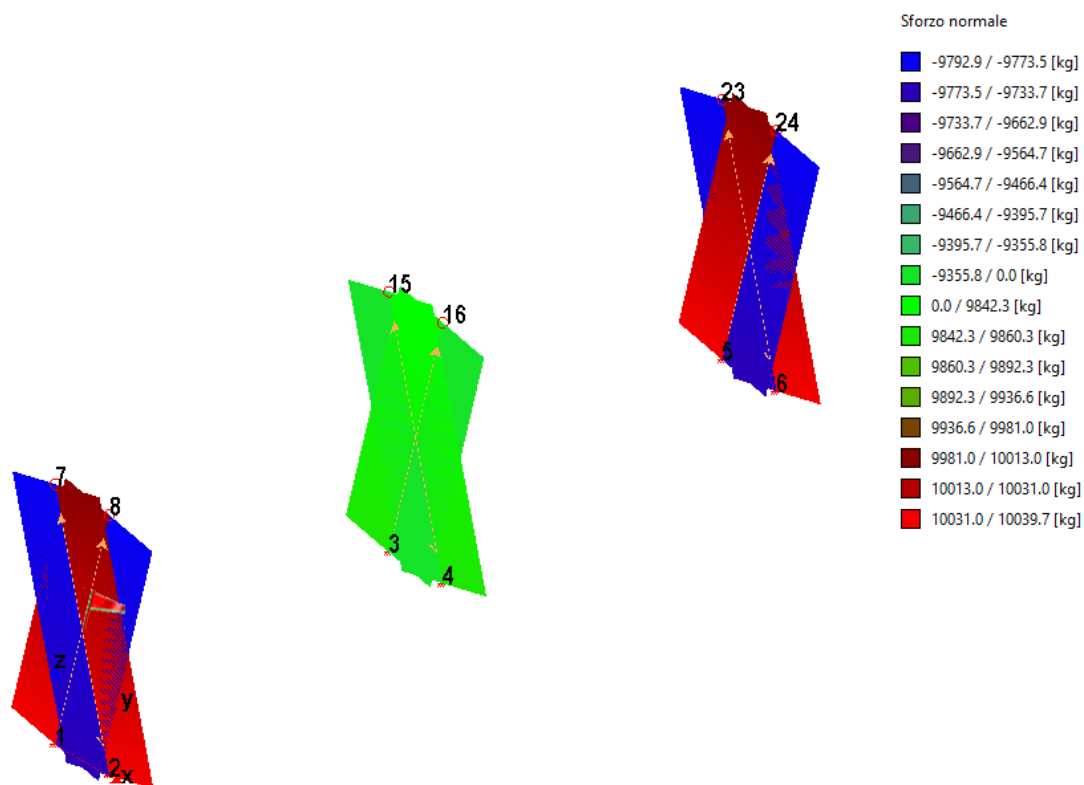


Figura 21 Involuppo sforzo normale controventi di parete

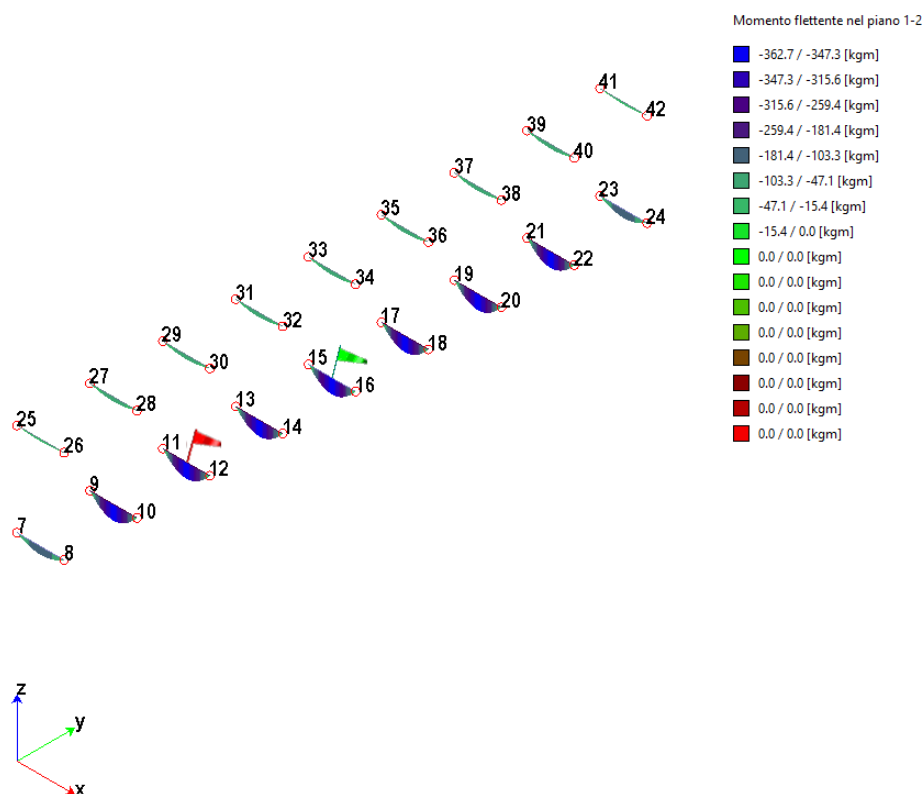


Figura 22 Involuppo momento flettente M12 arcarecci

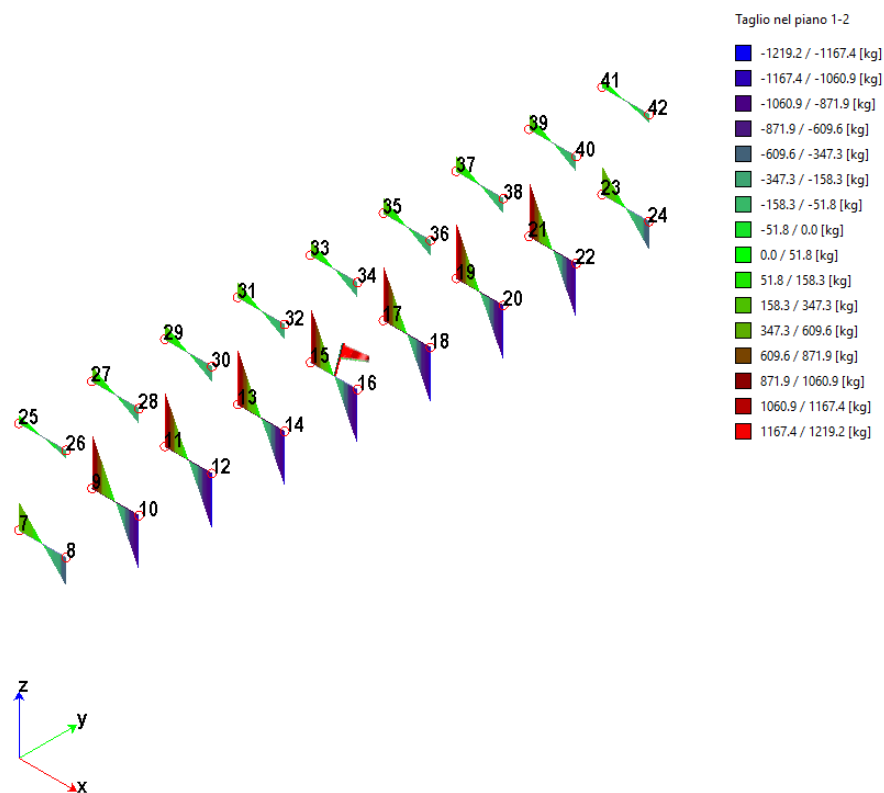


Figura 23 Involuppo taglio T12 arcarecci

14.3.2. Diagrammi delle sollecitazioni - Platea di fondazione

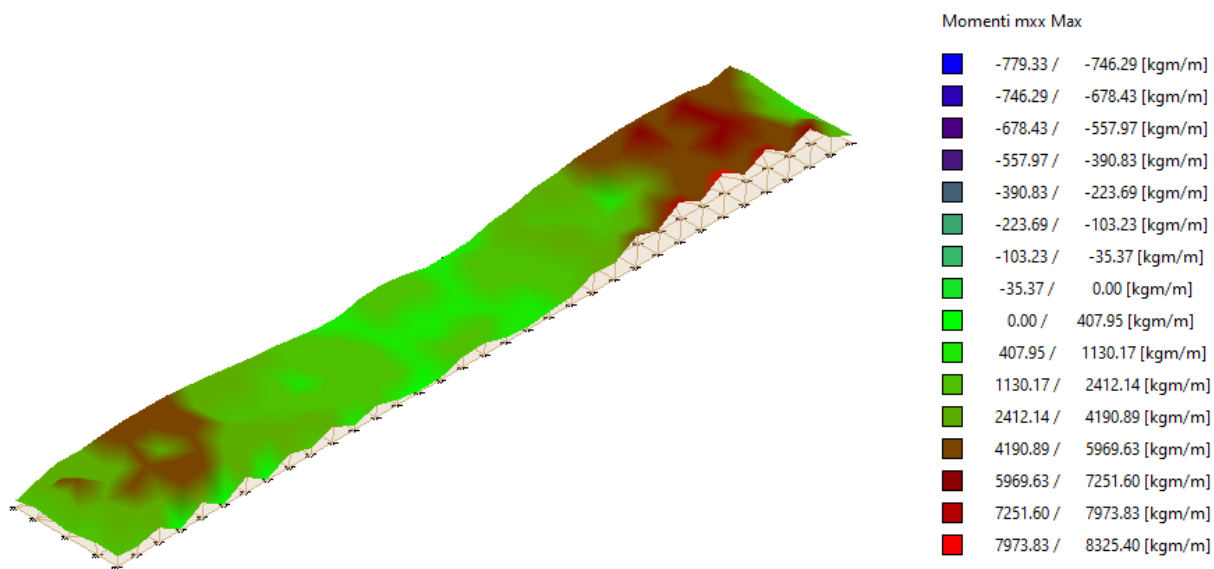
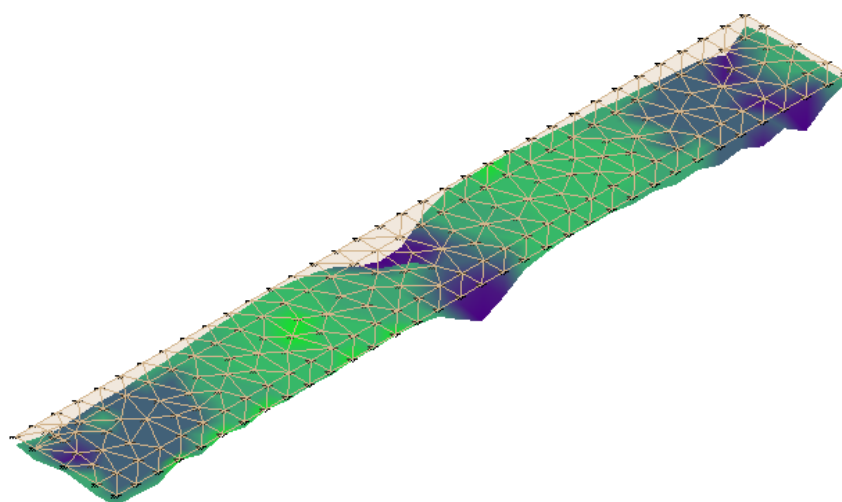


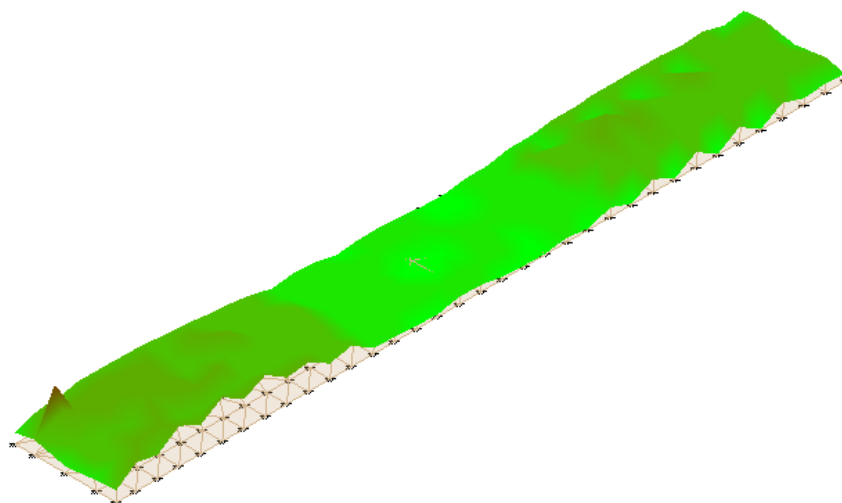
Figura 24 – Platea di fondazione: involucro dei massimi momento flettente Mxx



Momenti mxx Min

■	-8709.47 /	-8339.40 [kgm/m]
■	-8339.40 /	-7579.15 [kgm/m]
■	-7579.15 /	-6229.71 [kgm/m]
■	-6229.71 /	-4357.34 [kgm/m]
■	-4357.34 /	-2484.97 [kgm/m]
■	-2484.97 /	-1135.52 [kgm/m]
■	-1135.52 /	-375.28 [kgm/m]
■	-375.28 /	0.00 [kgm/m]
■	0.00 /	12.46 [kgm/m]
■	12.46 /	17.47 [kgm/m]
■	17.47 /	26.35 [kgm/m]
■	26.35 /	38.68 [kgm/m]
■	38.68 /	51.00 [kgm/m]
■	51.00 /	59.89 [kgm/m]
■	59.89 /	64.89 [kgm/m]
■	64.89 /	67.33 [kgm/m]

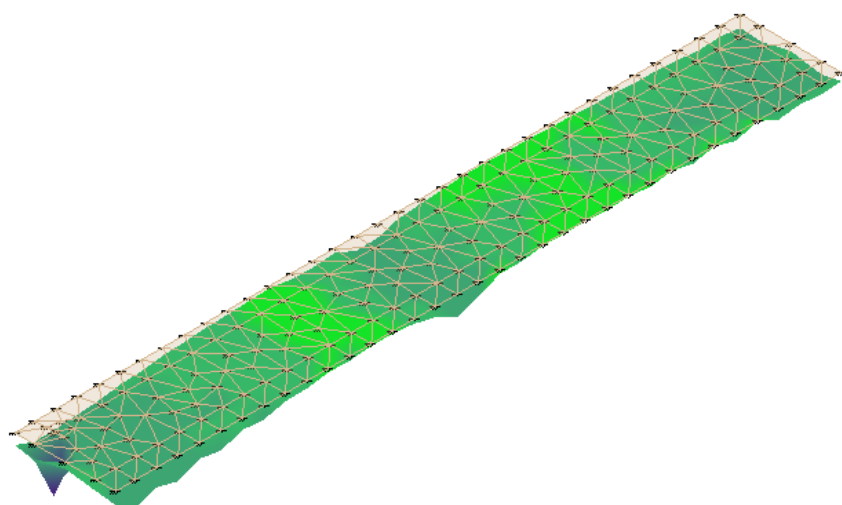
Figura 25 - Platea di fondazione: involucro dei minimi momento flettente Mxx



Momenti myy Max

■	-1549.24 /	-1487.21 [kgm/m]
■	-1487.21 /	-1359.78 [kgm/m]
■	-1359.78 /	-1133.59 [kgm/m]
■	-1133.59 /	-819.75 [kgm/m]
■	-819.75 /	-505.91 [kgm/m]
■	-505.91 /	-279.72 [kgm/m]
■	-279.72 /	-152.29 [kgm/m]
■	-152.29 /	0.00 [kgm/m]
■	0.00 /	772.05 [kgm/m]
■	772.05 /	2240.03 [kgm/m]
■	2240.03 /	4845.73 [kgm/m]
■	4845.73 /	8461.17 [kgm/m]
■	8461.17 /	12076.61 [kgm/m]
■	12076.61 /	14682.32 [kgm/m]
■	14682.32 /	16150.30 [kgm/m]
■	16150.30 /	16864.89 [kgm/m]

Figura 26 – Platea di fondazione: involucro dei massimi momento flettente Myy



Momenti myy Min

■	-18965.51 /	-18159.30 [kgm/m]
■	-18159.30 /	-16503.11 [kgm/m]
■	-16503.11 /	-13563.33 [kgm/m]
■	-13563.33 /	-9484.36 [kgm/m]
■	-9484.36 /	-5405.39 [kgm/m]
■	-5405.39 /	-2465.61 [kgm/m]
■	-2465.61 /	-809.42 [kgm/m]
■	-809.42 /	0.00 [kgm/m]
■	0.00 /	15.98 [kgm/m]
■	15.98 /	17.94 [kgm/m]
■	17.94 /	21.42 [kgm/m]
■	21.42 /	26.25 [kgm/m]
■	26.25 /	31.08 [kgm/m]
■	31.08 /	34.56 [kgm/m]
■	34.56 /	36.52 [kgm/m]
■	36.52 /	37.48 [kgm/m]

Figura 27 – Platea di fondazione: involucro dei minimi momento flettente Myy

14.3.3. Pressioni massime sul terreno

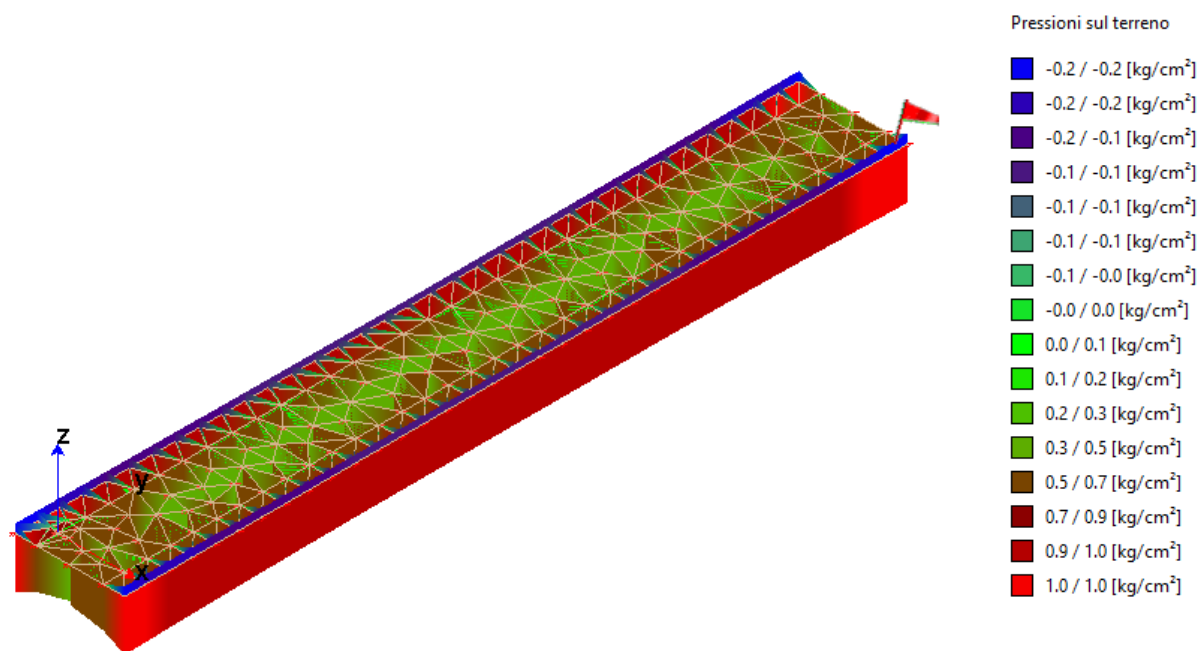


Figura 28 – Platea di fondazione: inviluppo pressioni di contatto

14.3.3.1. Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	P [kg/cm ²]
Min	Triangolare Sez. 1 Nodi: 198 212 197	3	0.4
Max	Triangolare Sez. 1 Nodi: 85 96 97	3	0.8

14.3.3.2. Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	P [kg/cm ²]
Min	Triangolare Sez. 1 Nodi: 85 96 97	35	-0.2
Max	Triangolare Sez. 1 Nodi: 85 96 97	22	1.0

In riferimento alle pressioni di contatto, si confronta il valore ottenuto dal calcolo, pari a **1,00 kg/cm²**, con la stima della pressione limite dalla relazione geologico-geotecnica preliminare allegata, pari a **1,08 kg/cm²** come di seguito riportato.

Come si evince dalla figura sopra riportata, le pressioni sollecitanti sono inferiori alla pressione ammissibile del terreno.

PARAMETRI DEL TERRENO											
UNITA' GEOTECNICA		Y _n	c'	Ø'	tg(Ø')	tg(45+Ø'/2)	E	c _u	v	Quota [m]	
Descrizione	sigla	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[--]	[--]	[MPa]	[kPa]	[--]	Da	a
Argille	AR	18.5	0	28	0.53	1.66	4.5	45	0.3	0	9
Argille organiche/Torbose	AO/T	19.6	0	28	0.53	1.66	1.9	29	0.3	9	13.4
Argille limose	AL	18.6	0	28	0.53	1.66	7.2	88	0.45	13.4	14.8

CALCOLO DELLA PORTANZA DI FONDAZIONI SUPERFICIALI - TEORIA DI HANSEN																	
Limi argillosi e sabbiosi																	
APPROCCIO 2	Coefficiente parziale R3 (capacità portante)																2,30
Condizione	B [cm]	L [cm]	D [cm]	k	c _u [kg/cm ²]	N _q	N _c	N _g	s _q	s _c	s _g	d _q	d' _c	d _g	γ ₁ [kN/m ³]	γ ₂ [kN/m ³]	Plim (kg/cm ^q)
NON DRENATA	217	1559	55	0.253	0.45	1.00	5.14	0.00	1.00	1.03	0.94	1.51	1.10	1.00	18.50	19.55	1.08

14.3.4. Stima dei cedimenti attesi

Di seguito si riporta l'estratto dei cedimenti massimi registrati dal modello di calcolo. Tali valori di cedimento in fondazione saranno confrontati con limiti di danno da letteratura per le differenti tipologie di strutture.

14.3.4.1. Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Componente	Valori Min			Valori Max			Valori Max		
	Comb	Nodo	Valore	Comb	Nodo	Valore	Comb	Nodo	Valore
Ux									
Uy									
Uz	51 SLE-R 03	96	-1.19 [cm]	51 SLE-R 03	212	-0.59 [cm]	51 SLE-R 03	96	-1.19 [cm]
Rx	52 SLE-R 04	85	-0.01 [°]	56 SLE-R 08	90	0.01 [°]	56 SLE-R 08	90	0.01 [°]
Ry	63 SLE-R 15	224	-0.14 [°]	51 SLE-R 03	227	0.14 [°]	51 SLE-R 03	224	-0.14 [°]
Rz									

14.3.4.2. Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Componente	Valori Min			Valori Max			Valori Max		
	Comb	Nodo	Valore	Comb	Nodo	Valore	Comb	Nodo	Valore
Ux									
Uy									
Uz	71 SLE-F 07	91	-0.91 [cm]	67 SLE-F 03	212	-0.76 [cm]	67 SLE-F 03	91	-0.91 [cm]
Rx	72 SLE-F 08	88	-0.01 [°]	72 SLE-F 08	87	0.01 [°]	72 SLE-F 08	87	0.01 [°]
Ry	71 SLE-F 07	132	-0.03 [°]	67 SLE-F 03	185	0.03 [°]	67 SLE-F 03	132	-0.03 [°]
Rz									

14.3.4.3. Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Componente	Valori Min			Valori Max			Valori Max		
	Comb	Nodo	Valore	Comb	Nodo	Valore	Comb	Nodo	Valore
Ux									
Uy									
Uz	71 SLE-F 07	91	-0.91 [cm]	67 SLE-F 03	212	-0.76 [cm]	67 SLE-F 03	91	-0.91 [cm]
Rx	72 SLE-F 08	88	-0.01 [°]	72 SLE-F 08	87	0.01 [°]	72 SLE-F 08	87	0.01 [°]
Ry	71 SLE-F 07	132	-0.03 [°]	67 SLE-F 03	185	0.03 [°]	67 SLE-F 03	132	-0.03 [°]
Rz									

14.3.4.4. Combinazioni agli Stati Limite di Danno

Componente	Valori Min			Valori Max			Valori Max		
	Comb	Nodo	Valore	Comb	Nodo	Valore	Comb	Nodo	Valore
Ux									
Uy									
Uz	87 SLD 0- / 90-	96	-1.27 [cm]	82 SLD 0+ / 90+	209	-0.43 [cm]	82 SLD 0+ / 90+	96	-1.27 [cm]
Rx	95 SLD 90- / 0-	6	-0.02 [°]	113 SLD 270- / 180-	1	0.02 [°]	113 SLD 270- / 180-	1	0.02 [°]
Ry	105 SLD 180- / 270-	224	-0.20 [°]	82 SLD 0+ / 90+	224	0.20 [°]	82 SLD 0+ / 90+	224	-0.20 [°]
Rz									

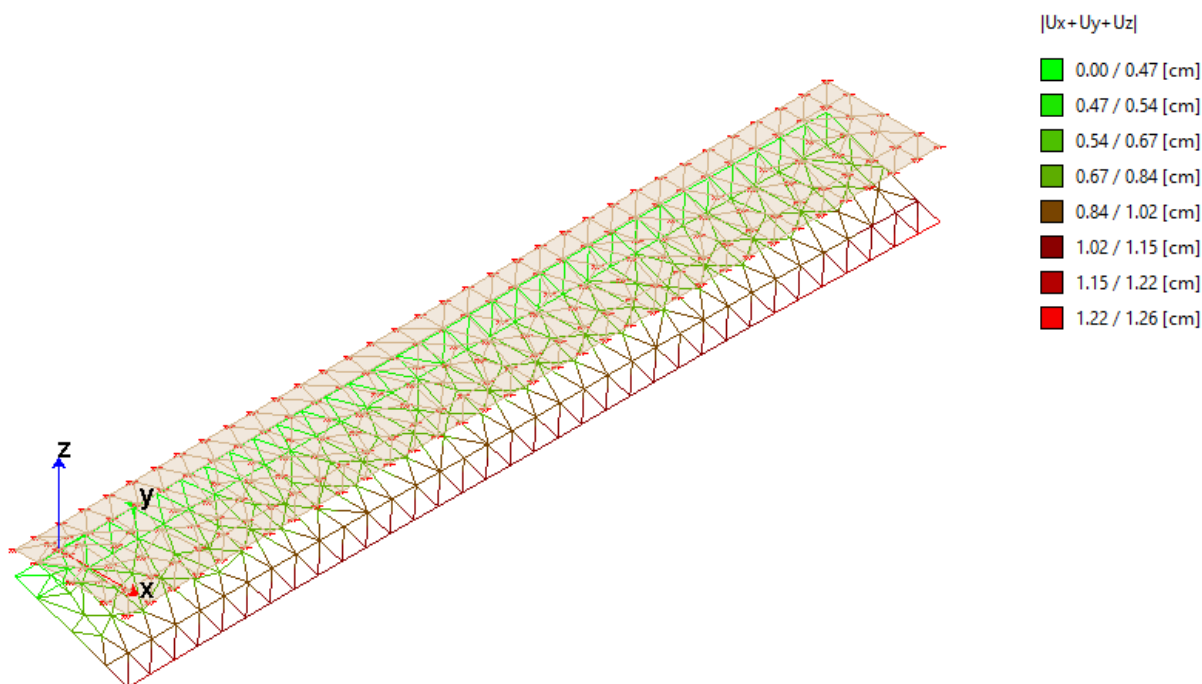


Figura 29 - Stima dei cedimenti massimi in fondazione

Come si evince dai risultati tabellari sopra esposti, il cedimento massimo registrato in fondazione è pari a **1,27 cm**.

Per strutture intelaiate a più piani, il cedimento massimo ammissibile è contenuto all'interno del range di valori **2,5 cm – 5,0 cm**. Pertanto, la **verifica si ritiene soddisfatta**.

15. Conclusioni

Le sollecitazioni in alcuni elementi significativi a campione sono state confrontate con valutazioni numeriche semplificate, ottenendo risultati confrontabili e conseguentemente validando in via preliminare la modellazione delle strutture dell'edificio.

Le sollecitazioni negli elementi strutturali sono risultate compatibili con le dimensioni delle sezioni adottate.

=====

Bologna, lì 06/09/2023



(ing. Marco Bettazzi)